



**Henrique Manuel de  
Almeida Serrano**

**Estudo de um Cimbre Modular para Execução de  
Viadutos até 35 m de Vão**





**Henrique Manuel de  
Almeida Serrano**

**Estudo de um Cimb্রে Modular para Execução de  
Viadutos até 35 m de Vão**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Paulo Barreto Cachim, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e do Doutor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Moraes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro



## **o júri**

Presidente

Prof. Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes  
Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Joaquim Alexandre Mendes de Pinho da Cruz  
Professor Auxiliar convidado da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim  
Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Miguel Nuno de Lobato de Sousa Monteiro de Morais  
Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro



## **agradecimentos**

Agradeço a todas as pessoas que me auxiliaram e incentivaram na realização deste trabalho.

Presto os meus agradecimentos ao Professor Doutor Paulo Cachim e ao Professor Doutor Miguel Morais, meus orientadores, que tornaram possível a realização desta tese, auxiliando-me com toda a sua paciência e conhecimento científico.

Aos meus pais e irmãos que foram o meu suporte mesmo quando as circunstâncias não foram as mais favoráveis.

Ao Engenheiro Luís Afonso da Soares da Costa pelo fornecimento de material de trabalho e esclarecimento de dúvidas.

À Bianca Pereira que com toda a sua persistência e incentivo possibilitou que o trabalho chegasse a bom porto.

A todos os meus amigos que muitas vezes foram meus auxiliares e consultores na resolução dos problemas que surgiram.

Um agradecimento especial à minha irmã pela ajuda que me prestou e pela preocupação constante que tem comigo.

A todas as pessoas mencionadas, um grande obrigado!





## **palavras-chave**

Asna, Cimbre, Sistema de cimbres, Fase de elevação, Fase de betonagem, Perfis, Encurvadura, Compressão, Banzo superior, Banzo inferior, Diagonal, Montante

## **resumo**

Na presente dissertação definem-se asnas modulares de 35 m de vão que constituem um sistema de cimbres de torres e asnas para execução de viadutos. O dimensionamento das asnas tem em consideração a fase de elevação e colocação das mesmas na posição pretendida para o cimbramento e a fase em que este é solicitado, ou seja, a fase de betonagem do tabuleiro. É feita uma abordagem aos métodos construtivos utilizados na execução das obras de arte em função das diversas condicionantes existentes. Do mesmo modo relacionam-se os métodos construtivos com os sistemas de cimbres que melhor os servem.

Realiza-se em SAP 2000 a modelação das asnas, permitindo deste modo a visualização dos esforços gerados nas mesmas nas fases de elevação e de betonagem de modo a se proceder a uma definição das secções e das ligações entre elementos mais correcta e realista.

Este trabalho torna possível a escolha das asnas que executem as funções pretendidas de suporte à betonagem dos tabuleiros de viadutos até 35 m de vão. Permite que a escolha recaia entre soluções de reforço das asnas já existentes ou soluções de asnas com novos elementos.



**keywords**

Trusse, Shore, Shoring system, Lifting phase, Concreting phase, Profiles, Buckling, Compression, Top flange, Bottom flange, Diagonal, Amount

**abstract**

At the present dissertation, it has been defined modular trusses of 35 m which are a shoring system of towers and trusses to the concreting of viaducts. The sizing of trusses takes into account the phase of lifting and placing them in position for the scaffolding and the concreting phase.

It has been made an approach of building methods used on bridges according with different conditions. The same way, it has been related the construction methods with shoring systems.

The modeling of trusses is made in SAP 2000, allowing the visualization of their stresses during elevation and concreting in order to define sections and connections between those elements.

This study makes possible to choose trusses that perform the desired functions of the deck viaducts up to 35 m span. Allows the choice between solutions to strengthen the existing trusses or new trusses solutions.



## Índice

1.	Introdução .....	1
1.1.	Generalidades .....	1
1.2.	Objectivos .....	2
2.	Métodos construtivos de pontes e viadutos .....	3
2.1.	Cimbre ao solo.....	3
2.1.1.	Estrutura tubular .....	5
2.1.2.	Cimbre de torres e asnas.....	6
2.2.	Construção por avanços sucessivos .....	8
2.3.	Construção por deslocamentos sucessivos .....	11
2.4.	Construção com recurso a cimbres autoportantes e autolancáveis (CA).....	14
2.4.1.	Sistema de cofragem, armaduras e processo de betonagem <i>in situ</i> .....	18
2.4.2.	Processo construtivo.....	19
2.5.	Secção transversal dos tabuleiros .....	20
2.6.	Manual de Instruções dos cimbres.....	21
2.7.	Considerações económicas na construção tramo-a-tramo.....	21
3.	Construção com recurso a cimbres de torres e asnas.....	23
3.1.	Descrição dos elementos que constituem o cimbre de torres e asna .....	23
3.1.1.	Descrição das asnas .....	23
3.1.2.	Descrição das torres .....	26
3.1.3.	Descrição do perfil transversal .....	27
3.2.	Dimensionamento das torres e asnas metálicas do sistema de cimbres .....	28
3.2.1.	Acções a considerar.....	29
3.2.2.	Metodologia de dimensionamento do sistema de cimbres.....	29
3.2.3.	Verificações de segurança das asnas e dos perfis transversais.....	31
3.2.4.	Verificações de segurança das Torres Metálicas.....	32
3.3.	Fundações do cimbre .....	32
3.4.	Cuidados gerais na montagem e desmontagem dos cimbres.....	32
4.	Dimensionamento do cimbre modular com 35 m de vão.....	35
4.1.	Especificações técnicas dos materiais .....	35
4.2.	Caracterização das asnas existentes.....	36
4.3.	Metodologia de dimensionamento dos cimbres .....	37
4.3.1.	Verificações de segurança aos elementos constituintes da asna .....	38
4.3.2.	Determinação da capacidade de carga das asnas existentes.....	41

4.3.3.	Capacidade de carga da asna de 25 m acrescida em 2 módulos de 5 m para análise deste tipo de secções em 35 m de vão .....	42
4.3.4.	Análise da carga máxima de suporte da asna de 25 m acrescida em dois módulos de 5 m com o reforço de alguns elementos.....	43
4.3.5.	Análise da capacidade de carga das soluções de asna com novas secções em 35 m de vão.....	46
4.3.6.	Resultados dos dimensionamentos com base na capacidade resistente da asna em obra .....	49
4.3.7.	Definição das ligações aparafusadas entre os módulos.....	50
4.3.8.	Definição das ligações soldadas entre os elementos do mesmo módulo ..	59
4.3.9.	Resultados das ligações soldadas .....	64
4.4.	Definição do processo de elevação das asnas.....	66
4.4.1.	Elevação da asna de 25 m acrescida em 2 módulos .....	68
4.4.2.	Elevação da Asna1 .....	69
4.4.3.	Elevação da Asna2 .....	70
4.4.4.	Elevação da Asna3 .....	70
4.4.5.	Elevação da Asna4 .....	70
4.4.6.	Elevação da asna de perfis tubulares ocos (Asna5).....	71
4.4.7.	Perfil de auxílio à elevação das asnas (balança) .....	71
4.5.	Análise de custos para as cinco soluções de asnas obtidas.....	72
4.6.	Análise comparativa entre as três asnas – vantagens e desvantagens .....	74
4.7.	Definição das melhores soluções para a asna.....	74
4.7.1.	Caracterização técnica das asnas.....	75
5.	Montagem dos módulos e colocação da asna na posição de betonagem .....	79
6.	Conclusões.....	81
7.	Bibliografia.....	83

## Índice de Figuras

Figura 1. Cavalete apoiado sobre o terreno (Martins 2009) .....	4
Figura 2. Torre e sistema de cimbres modulares (www.peri.com 9 de Fevereiro de 2010) .....	5
Figura 3. Construção do viaduto do freixo com cimbres de torres e asnas .....	8
Figura 4. Construção simétrica em relação ao pilar e assimétrica em relação a um encontro (Martins 2009) .....	10
Figura 5. Construção assimétrica a partir do tramo já construído (Martins 2009) .....	10
Figura 6. Construção do tabuleiro recorrendo a técnica mista (Martins 2009) .....	10
Figura 7. Cofragem para as duas fases de betonagem (Martins 2009) .....	13
Figura 8. CA superior no viaduto sobre o Rio Real (Appleton, Costa et al. 2006) .....	15
Figura 9. CA inferior apoiado em consolas (André 2004) .....	15
Figura 10. Processo de betonagem para os processos A e B (André 2004) .....	19
Figura 11. CA na construção e os respectivos momentos (Kwak and Son 2006) .....	20
Figura 12. Secção em caixão e em duplo T .....	21
Figura 13. Asnas de suporte à betonagem na Ponte da Velha (Borges 2009) .....	24
Figura 14. Asnas de suporte à betonagem do viaduto do Espadanal da Azambuja (Canelas and Santos 2007) .....	24
Figura 15. Esquema das ligações entre módulos e da extremidade de apoio da asna ....	25
Figura 16. Cabeça de apoio fixa, cabeça de apoio ajustável e torre com base e topo ajustáveis .....	27
Figura 17. Representação de um apoio entre a asna, o perfil transversal e a torre .....	28
Figura 18. Apoio das asnas sobre o perfil transversal e a torre metálica de apoio ajustável (Borges 2009) .....	28
Figura 19. Corte transversal tipo com o sistema de cimbres de torres e asnas do Viaduto do Freixo com dois tabuleiros .....	30
Figura 20. Zonas de influência de cada asna ou conjunto de asnas (Borges and Mendonça 2009) .....	30
Figura 21. Posição das asnas e dos perfis de ligação no Viaduto do Freixo .....	31
Figura 22. Elementos modulares constituintes das asnas .....	37
Figura 23. Asna existente com 5 módulos e pormenor das ligações aparafusadas .....	37
Figura 24. Modelação em SAP 2000 da asna de 25 m .....	42
Figura 25. Reforço do perfil com chapas entre os banzos .....	44

Figura 26. Perfil H na posição corrente e na posição deitada.....	46
Figura 27. Ligação tipo sujeita a tracção .....	50
Figura 28. Ligação do tipo frontal entre vigas por intermédio de chapas .....	50
Figura 29. Ligação aparafusada dos banzos superiores das asnas de perfis H's .....	50
Figura 30. Ligação aparafusadas do banzo superior em HEB 220 reforçado .....	54
Figura 31. Ligação aparafusada do banzo inferior em HEA 180 reforçado .....	54
Figura 32. Ligação aparafusada do banzo superior em HEB 200 na posição deitada....	55
Figura 33. Ligação aparafusada do banzo inferior em HEB 200 na posição deitada .....	55
Figura 34. Ligação aparafusada do banzo superior em HEB 220 na posição corrente ..	56
Figura 35. Ligação aparafusada no banzo inferior em HEB 200 na posição corrente ...	56
Figura 36. Ligação aparafusada do banzo superior em RHS 180x180x12.5.....	57
Figura 37. Ligação aparafusada do banzo inferior em RHS 160x160x12.5.....	57
Figura 38. Ligações soldadas entre os perfis HEB's dos banzos superior e inferior com as chapas de ligação .....	59
Figura 39. Cordões de ângulo .....	59
Figura 40. Nomenclatura atribuída aos cordões de soldadura neste tipo de ligação .....	60
Figura 41. Tensões num cordão de ângulo .....	60
Figura 42. Comprimentos dos cordões de soldadura nas ligações da chapa ao perfil do banzo superior e ao perfil do banzo inferior.....	62
Figura 43. Ligação soldada entre a chapa e o perfil oco do banzo superior da asna .....	62
Figura 44. Ligação soldada entre a chapa e o perfil oco do banzo inferior .....	63
Figura 45. Ligação soldada da chapa de reforço aos perfis dos banzos .....	64
Figura 46. Elevação da asna sem auxílio de um perfil e com recurso a um perfil .....	67
Figura 47. Diagramas de esforços numa viga de alma cheia.....	68
Figura 48. Momentos na asna e os respectivos esforços axiais gerados nos banzos.....	68
Figura 49. Processo de elevação que evita o empenamento da Asna1 .....	69
Figura 50. Processo de elevação da Asna2.....	70
Figura 51. Processo de elevação da Asna4.....	71
Figura 52. Módulos de 5 e 2,5 m das asnas existentes reforçadas .....	76
Figura 53. Corte A-A' da Asna1 e o perfil de ligação pelo banzo inferior da Asna1 .....	77
Figura 54. Módulos de 5 e 2,5 m da Asna2.....	77
Figura 55. Corte B-B' da Asna2 e o perfil de ligação pelo banzo inferior da Asna2.....	78



## Índice de Tabelas

Tabela 1. Selecção da curva de encurvadura .....	41
Tabela 2. Verificação de segurança da modelação da asna de 25 m para uma carga aplicada de 28 kN/m .....	42
Tabela 3. Verificação de segurança da modelação da asna de 25 m acrescida de 2 módulos, para uma carga máxima aplicada de 13,5 kN/m.....	43
Tabela 4. Verificação da segurança da asna de 25 m acrescida em 2 módulos para uma carga máxima de suporte de 25 kN/m .....	45
Tabela 5. Verificação da segurança da asna com perfis deitados sujeita a uma carga de suporte de 28,5 kN/m .....	47
Tabela 6. Verificação da segurança da asna com o perfil do banzo superior direito e o do banzo inferior deitado sujeita a uma carga de 29 kN/m .....	48
Tabela 7. Verificação da segurança da asna de perfis tubulares ocos sujeita a uma carga de suporte de 28 kN/m.....	49
Tabela 8. Quadro das secções obtidas no dimensionamento .....	49
Tabela 9. Soluções para a ligação entre módulos das asnas em estudo.....	58
Tabela 10. Características geométricas dos cordões de soldadura das várias asnas.....	65
Tabela 11. Espessura dos cordões de soldadura na ligação das chapas de reforço aos perfis .....	66
Tabela 12. Custos associados a cada asna .....	73
Tabela 13. Vantagens e desvantagens das 5 soluções de asnas obtidas .....	74
Tabela 14. Capacidade de carga (t/m) da Asna1 e Asna2 para determinados vãos.....	76



# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Generalidades

As pontes e viadutos são considerados obras de arte da engenharia desde há muitos séculos. Sempre foi dada muita importância a este tipo de estruturas, que por serem de extrema utilidade para as populações, eram pensadas e executadas segundo critérios muito rígidos e elaborados, sendo a prova o facto de muitas pontes antiquíssimas ainda existirem e serem utilizadas (Silva 2005).

Na evolução dos tempos, o recurso a várias técnicas construtivas e aos diferentes materiais que a natureza oferecia possibilitou ao ser humano transpor as diversas condicionantes naturais (topografia muito acentuada, cursos de água muito extensos e largos, etc.). Em consequência de toda evolução, apareceram novas técnicas de auxílio à construção das pontes que se foram desenvolvendo de acordo com o grau de exigência construtivo pretendido (Silva 2005).

A construção de viadutos recorre a dois tipos de estruturas, as estruturas definitivas e as temporárias. As definitivas são a estrutura em si enquanto as temporárias são as estruturas de auxílio à construção (coberturas provisórias, cofragens, andaimes e cimbres. No caso dos cimbres, como refere American Concrete Institute, pode entender-se que sejam os “os elementos verticais, horizontais ou inclinados dimensionados para suportar o peso da cofragem, do betão e cargas relacionadas com a construção”(Oliveira 2008).

Do mesmo modo que as ambições de ultrapassar fisicamente as barreiras naturais e urbanas aumentavam, também cresciam os materiais e os métodos construtivos mais eficazes para o conseguir. Em muitas situações a zona a transpor possuía grandes condicionantes de acesso, obrigando ao aparecimento de estruturas de suporte da betonagem autoportantes, conseguindo-se deste modo vencer o vão sem a necessidade dos apoios intermédios na zona condicionante (André 2004).

O aparecimento do betão armado potenciou o desenvolvimento de novas geometrias e soluções estruturais em pontes ou viadutos, visto que este possui uma resistência em flexão superior à da pedra. Deu-se, então, origem a pontes de grande envergadura, apesar de se basearem na configuração em arco utilizada nas pontes de pedra, visto que o betão possui uma boa capacidade resistente em compressão.

Posteriormente apareceu o pré-esforço no betão armado que lhe conferiu mais resistência, mudando em grande escala a configuração das pontes, passando para estruturas em pórtico e não monolíticas. Inicialmente a construção destas pontes apoiava-se nos cimbres ao solo, mas foi-se optimizando com recurso a cimbres mais eficazes em função das condicionantes económicas e construtivas cada vez mais exigentes (André 2004).

O aparecimento de vários sistemas de cimbres no decorrer do século XX (período do aparecimento do betão armado) teve por princípio fazer com que as condicionantes acima referidas fossem respeitadas, nomeadamente as condicionantes de tráfego abaixo dos tabuleiros, as zonas de relevo complexo, as grandes altitudes de trabalho, a elevada extensão dos vãos dos tabuleiros, os recursos económicos disponíveis, a celeridade e a segurança pretendida na construção (André 2004).

Contudo a utilização de cimbres ao solo ainda continua a ser uma prática corrente na construção de determinadas pontes ou viadutos, como se verificará posteriormente neste trabalho.

### **1.2.Objectivos**

A tese tem como objectivo dimensionar um cembre modular metálico que permita construir tabuleiros de pontes ou viadutos com 35m de vão sem necessitar de qualquer apoio intermédio, ou seja, o dimensionamento de asnas constituintes de um cembre de torres e asnas que possibilite a betonagem integral de um tabuleiro até 35 m de vão sem qualquer elemento de apoio directo ao solo, a não ser nas extremidades da asna. Será ainda efectuada uma análise cuidada sobre a viabilidade e os recursos necessários para a montagem, desmontagem e colocação na posição de betonagem.

## **2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES E VIADUTOS**

A construção de uma determinada ponte ou viaduto é conseguida com base numa relação feita entre o dimensionamento em projecto, o método construtivo a utilizar, os esforços permitidos no tabuleiro, a configuração da secção transversal do tabuleiro, as condicionantes da natureza, a disponibilidade económica, os prazos de construção da obra e a capacidade técnica e de equipamentos do empreiteiro (Ferraz 2001).

Neste capítulo são descritos os vários métodos construtivos e cimbres relacionando-os com as condicionantes de dimensionamento e de construção das pontes, descritos no parágrafo anterior. Referem-se os cimbres utilizados na betonagem integral dum tabuleiro, bem como os utilizados na betonagem tramo-a-tramo.

A construção tramo-a-tramo pode ser efectuada por avanços sucessivos, deslocamentos sucessivos e por cimbres autolancáveis sendo que a escolha de cada método prende-se com diversos factores como a dimensão dos vãos pretendidos, o tipo de mão-de-obra a utilizar, a secção transversal do tabuleiro e as condições de execução da ponte (Baptista 1995).

### **2.1.Cimbre ao solo**

A escolha deste método construtivo está associada ao cumprimento de vários pressupostos que relacionados a tornam mais vantajosa (André 2004):

- A rasante da ponte deverá ser baixa (até 20 m);
- O vão deverá ser pequeno ou de média dimensão (até 40 a 50 m);
- O apoio ao solo deverá ser feito em terrenos firmes;
- Não se deverá condicionar de forma gravosa, o tráfego ou qualquer tipo de trabalhos existentes sob o tabuleiro.

Inicialmente este método era implementado com recurso a prumos de madeira pouco espaçados, mas foi evoluindo e hoje em dia recorrem-se a elementos metálicos que são mais vantajosos em termos de resistência, reutilização e facilidade de montagem. Os sistemas de cimbres ao solo podem ser totais quando abrangem a totalidade do tabuleiro a construir, como se verifica muitas vezes em pequenas passagens superiores, ou parciais, em que são montados e desmontados à medida que a construção do tabuleiro avança, como no caso das pontes de maior extensão. A escolha

estará dependente da extensão da obra, do prazo e da disponibilidade dos materiais. A colocação dos parcial dos cimbres obriga a que estes abranjam o tabuleiro até  $1/4$  ou  $1/5$  do vão seguinte a partir do apoio, minorando os momentos negativos que se geram nessa zona. Deste modo define-se um ciclo de betonagem, que necessitará de uma análise cuidada dos prazos de execução e aplicação do pré-esforço no tabuleiro, de modo a que a reutilização sucessiva dos cimbres não afecte o prazo previsto para a construção da ponte como exemplifica a Figura 1 (Martins 2009).

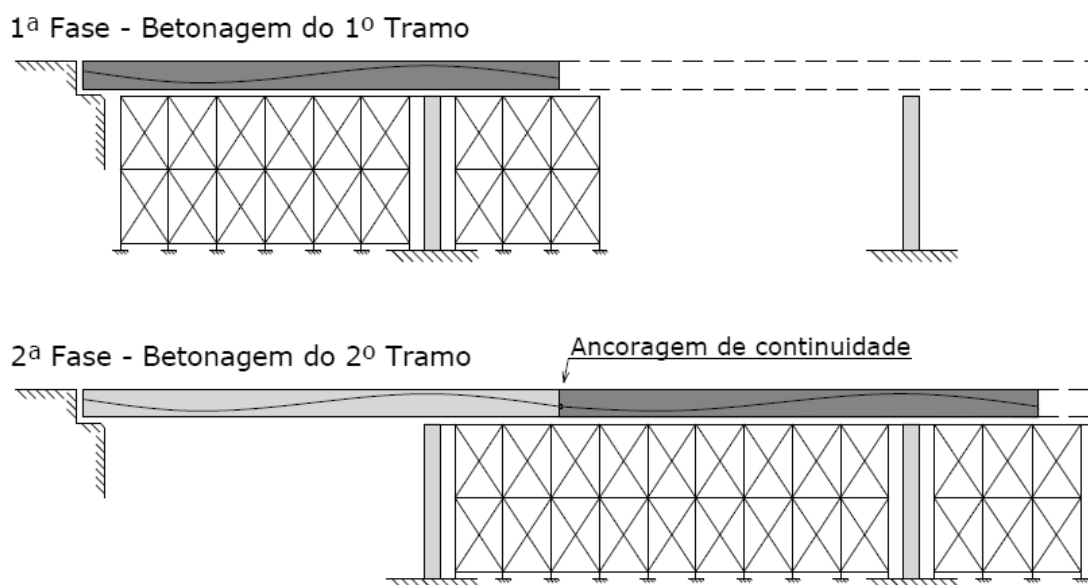


Figura 1. Cavalete apoiado sobre o terreno (Martins 2009)

Os sistemas de cimbres totais ou parciais subdividem-se ainda em três tipos: prumos, sistemas de cimbres em torre e sistemas de cimbres modulares (Oliveira 2008).

No caso dos prumos estes não deverão exceder alturas superiores a 5 m. Como têm a resistência reduzida quanto mais altos forem, devido aos fenómenos de encurvadura, o número a aplicar num determinado sistema é tanto maior quanto o carregamento (Oliveira 2008). Os prumos apesar de pertencerem à classe de cimbres ao solo não são utilizados na construção de pontes, salvo raras excepções.

O sistema de cimbres em torre pode atingir alturas até 22 m e garantir uma resistência de 62 kN por cada elemento vertical, pois a encurvadura é reduzida com o contraventamento dos bastidores por elementos diagonais (Oliveira 2008).

O sistema de cimbres modulares pode possuir alturas máximas de 20 m e garantir valores de resistência na ordem dos 40 kN por cada elemento vertical. Este sistema é constituído pelo escoramento entre filas de bastidores, reduzindo-se o espaçamento

entre estas com o aumento do carregamento. É de notar que se estes elementos forem de alumínio as cargas que poderão suportar aumentam para 90 kN, logo o espaçamento entre as filas pode aumentar (Oliveira 2008).

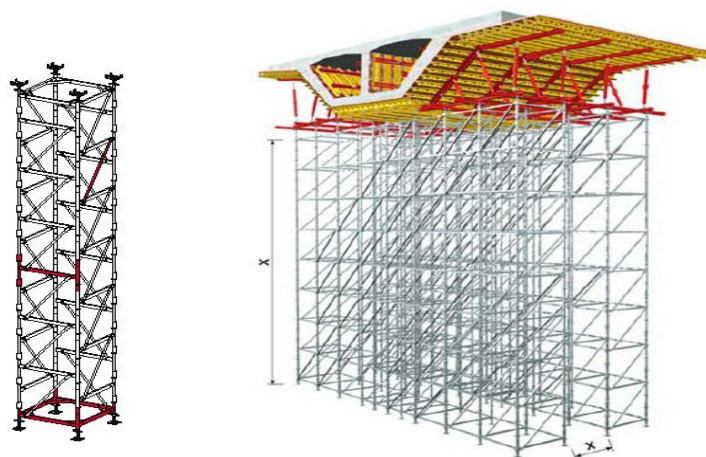


Figura 2. Torre e sistema de cimbres modulares (www.peri.com 9 de Fevereiro de 2010)

### 2.1.1. Estrutura tubular

A estrutura tubular de cimbres ao solo, muitas vezes designada por cavalete, é constituída por cimbres modulares, contraventados horizontalmente e se necessário diagonalmente. O espaçamento entre cimbres modulares, bem como entre os contraventamentos horizontais é definido em função da resistência de cada prumo ao carregamento vertical. Devem-se contraventar na diagonal caso se preveja que os prumos possam sofrer fenómenos de encurvadura ou deslocamentos horizontais relativos que possam condicionar o correcto funcionamento do sistema (Martins 2009).

A ligação entre os prumos e o solo deve ser feita por intermédio de bases metálicas que se apoiam, caso seja necessário, em tábuas de madeira de modo a aumentar a área de transmissão das cargas ao solo. Um dos problemas resultantes deste tipo de cimbramento está no facto da transmissão de cargas ser feita numa área extensa equivalente à área do tabuleiro a betonar e muitas vezes o solo não apresenta iguais características de resistência nessa extensão, podendo haver determinados pontos de maior assentamento que poderão provocar deslocamentos de todo o sistema originando construções deficientes do tabuleiro, ou até o colapso provocado pela transmissão de cargas excessivas para si resultante do assentamento de determinados prumos que deixam de suportar a carga prevista (Martins 2009). Para que haja uma correcta

transmissão de cargas deve-se regularizar o solo onde assentarão os prumos e colocar uma camada de “tout-venant” devidamente compactado, de modo a que a transmissão de cargas seja a mais dispersa possível e colocar vigas de madeira cruzadas sobre as quais assentarão os prumos. Evitam-se, assim, assentamentos significativos no cimbres (Rodrigues 2008).

É característico deste tipo de cimbres a sua utilização em pequenas pontes e viadutos, pois apresentam um elevado grau de reutilização, são de baixo custo em relação a outro tipo de cimbres, não é necessário o recurso a mão-de-obra especializada e o manuseamento destes materiais é de fácil e rápida execução.

É necessário para a aplicação deste tipo de cimbres ao solo ponderar e analisar algumas variáveis que podem condicionar significativamente o processo de construção do tabuleiro (Rodrigues 2008):

- Relacionar as deformações que o cimbres pode sofrer com as contra-flechas a aplicar às cofragens, de modo a corrigir esse efeito;
- Ponderar a utilização de retardadores de presa, para que aquando da betonagem não aconteça o endurecimento do betão sem que esta esteja concluída, pois se acontecesse o betão não se conseguiria acomodar às pequenas deformações que aconteceriam no sistema de suporte à betonagem (cimbres e cofragens), sem fissurar.

### 2.1.2. Cimbres de torres e asnas

A escolha do cimbres de torres e asnas é feita, em detrimento do cimbres de cavalete, quando os vãos são de maiores dimensões, as rasantes são mais elevadas ou o solo seja relativamente acidentado. Este sistema pode diferir em algumas situações, como por exemplo a opção de utilizar uma viga para o suporte das cofragens em detrimento de uma asna. Isso acontece para situações em que o vão a betonar é reduzido (cerca de 5 a 8 m), pois em comparação as asnas conseguem economizar mais na sua secção e aligeirar mais o seu peso quanto maiores forem os vãos (Rodrigues 2008).

O sistema de torres e asnas pode ser executado na extensão total ou parcial do tabuleiro, consoante as condicionantes de extensão da obra, do prazo, de disponibilidade dos materiais. As asnas podem ser compostas por perfis ou tubos de aço, dispostos em treliça. As torres que servem de apoio às asnas são constituídas por perfis dispostos segundo o vértice de um quadrado travados entre si por elementos metálicos dispostos



horizontalmente e diagonalmente. De uma forma distinta dos cavaletes ou do sistema de prumos apoiados sobre o solo está o método de transmissão de cargas ao solo, que no caso dos prumos é mais distribuída, contrariamente ao caso das torres e asnas em que a transmissão das cargas é feita de forma bastante concentrada, sendo por isso necessário garantir por vezes a execução de fundações adequadas para as torres. As fundações podem ser directas ou indirectas, como por exemplo, estacas moldadas ou cravadas sobre o terreno. Este sistema de cimbres apresenta-se mais vantajoso em relação ao cembre ao solo de prumos verticais, porque permite que a zona inferior do tabuleiro fique livre, sendo por isso bastante utilizado na construção de passagens superiores e inferiores (Martins 2009). O facto de as asnas terem dimensões definidas à partida, faz com que para a betonagem de tabuleiros de comprimentos superiores para os quais foram pensadas se tenham que recorrer por vezes a apoios provisórios ao solo, perdendo-se assim a vantagem de manter a parte inferior ao tabuleiro livre.

Tal como o cembre de estruturas tubulares, o de torres e asnas nem sempre se pode estender à totalidade do tabuleiro, sendo por isso necessário recorrer a uma execução tramo-a-tramo. Deste modo, nos pontos seguintes, referem-se os métodos de construção tramo-a-tramo, bem como o tipo de cimbres utilizados na mesma. Do mesmo modo, por ser o tema base desta tese, o capítulo 3 refere-se integralmente ao sistema de cimbres de torres e asnas.



Figura 3. Construção do Viaduto do Freixo com cimbres de torres e asnas

## 2.2. Construção por avanços sucessivos

A construção de tabuleiros por avanços sucessivos aplica-se a qualquer tipo de ponte e por norma é escolhido quando os vãos são de média a grande dimensão (Rodrigues 2008). É um método que apresenta algumas vantagens na construção de pontes em arco, pontes com tirantes e pontes construídas com recurso a aduelas pré-fabricadas, devido às suas características. Normalmente aplica-se para vãos superiores a 60 m, sendo que a geometria do tabuleiro mais favorável é em caixão, pois deste modo é reduzido o peso próprio do tabuleiro e aumenta-se a resistência aos elevados momentos negativos gerados nas zonas dos pilares aquando da construção (Martins 2009). Este método consiste na construção por aduelas que vão sendo solidarizadas umas às outras a partir dos apoios. A solidarização é conseguida pela aplicação de pré-esforço entre estas e de resinas epoxi para fechar as juntas. Deste modo cada aduela é ligada à anterior sendo que as ligações deverão suportar as cargas das aduelas seguintes, bem como das

cofragens e elementos de auxílio à sua construção (Rodrigues 2008). A técnica pode ser aplicada a partir de um pilar, simetricamente para ambos os lados, a partir de um tramo anteriormente construído e a partir de um encontro recorrendo-se quando necessário a cimbramentos ao solo (Martins 2009). Este método tem a vantagem, caso os vãos sejam muito extensos, de poder ir reduzindo a geometria do tabuleiro para que nas zonas menos esforçadas haja menor peso próprio da superestrutura, economizando-se em material. Caso os vãos sejam curtos ou os tramos difiram entre si, não se deverá reduzir a secção pois deste modo economiza-se nos equipamentos de auxílio à construção (Ferraz 2001).

Aparentemente, a descrição do método aparenta ser de fácil e rápida execução, mas este tipo de método apresenta grande complexidade e morosidade ao nível de determinadas fases de betonagem. A construção do tabuleiro inicia-se a partir da aduela localizada na parte superior do pilar (aduela zero), em que por não ser possível o recurso ao carrinho de avanço, recorrem-se a cofragens tradicionais apoiadas sobre cimbres ao solo, ou caso os pilares sejam muito altos, apoiadas sobre os mesmos. Esta é uma das fases mais morosas pois a betonagem não segue um procedimento mecanizado por não existir ainda o carrinho de avanço para auxiliar o processo.

As aduelas podem apresentar comprimentos variáveis de 3 a 6 m, sendo mais vantajoso para a velocidade de execução da obra a utilização de aduelas o mais compridas possíveis. A betonagem de cada uma apresenta um procedimento sequencial a ser respeitado:

1. Colocação e calibração das cofragens, analisando as deformações previstas para os carrinhos de avanço e as alterações da secção do tabuleiro ao longo da construção, para desse modo se adaptarem as cofragens às aduelas em execução;
2. Montagem das armaduras passivas e das bainhas de pré-esforço sempre que possível em estaleiro ou numa zona do tabuleiro já construída e colocá-las na posição de betonagem, caso haja a possibilidade de aceder superiormente à zona de trabalhos;
3. Betonagem do banzo inferior e da alma da secção em simultâneo e posteriormente o banzo superior ou betonagem do banzo inferior e posteriormente a betonagem da alma e do banzo superior ou betonagem em separado dos três elementos da secção do tabuleiro;

4. Aplicação do pré-esforço nas bainhas através de cabos, após o betão adquirir alguma capacidade resistente, possibilitando que a aduela se suporte às anteriores, libertando o carrinho de avanço para a betonagem seguinte.

Seguidamente apresentam-se esquemas das aplicações possíveis do método de avanços sucessivos, na betonagem de um determinado tabuleiro (Martins 2009):

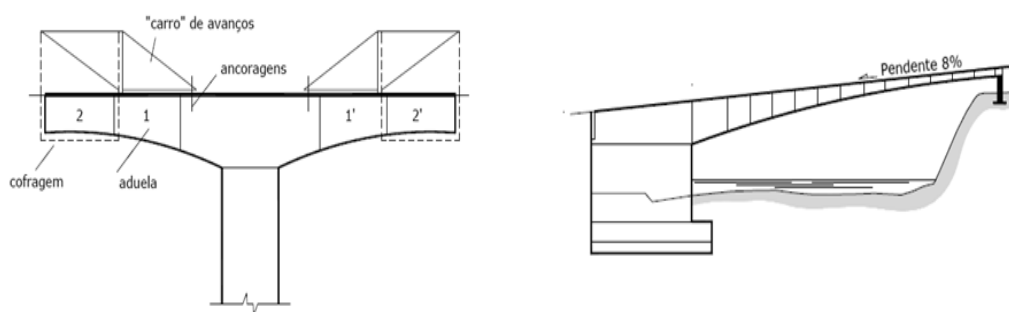


Figura 4. Construção simétrica em relação ao pilar e assimétrica em relação a um encontro (Martins 2009)



Figura 5. Construção assimétrica a partir do tramo já construído (Martins 2009)

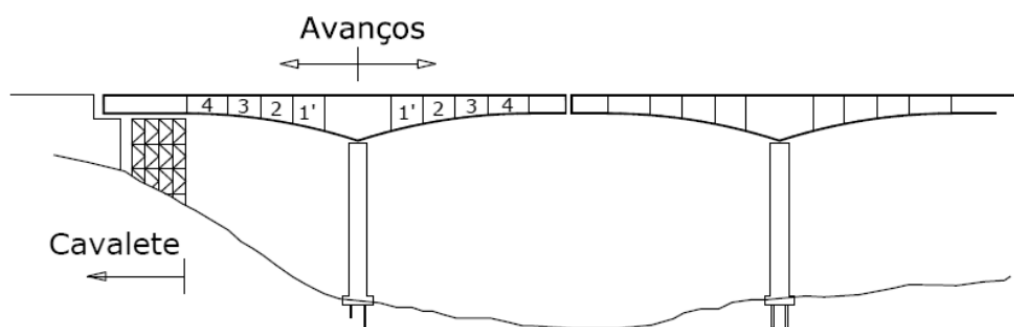


Figura 6. Construção do tabuleiro recorrendo a técnica mista (Martins 2009)

Após as diversas betonagens das aduelas, atinge-se a situação de fecho do tabuleiro (aduela de fecho), que é conseguida recorrendo apenas a um dos carros de avanço para auxiliar a betonagem nessa zona. Independentemente da construção do tabuleiro ser feita com o recurso a aduelas pré-fabricadas ou betonadas *in situ*, o fecho

terá que ser por betonagem pois o espaço a fechar poderá ter dimensões diferentes das aduelas utilizadas até aí. Antes da execução da betonagem os cabos de continuidade devem ser ligados, para que após a execução da betonagem final estes resistam aos momentos positivos associados aos efeitos deferidos (retração e fluência) e às cargas de serviço a que o tabuleiro estará sujeito.

Este método, além das vantagens da sua utilização na construção de determinado tipo de pontes, apresenta outros benefícios importantes sob o ponto de vista económico:

- Economia na utilização repetitiva das cofragens;
- Rentabilidade associada ao elevado grau de mecanização do processo construtivo;
- Redução dos problemas socioeconómicos associados à libertação da zona inferior da construção, por onde muitas vezes existem vias de circulação, não sendo por isso necessário interromper a utilização das mesmas.

Por outro lado existem ainda inconvenientes sob o mesmo ponto de vista económico:

- Aumento de custos da mão-de-obra, pois este processo construtivo é complexo exigindo pessoal especializado;
- Equipamentos com custos relativamente elevados e de elevado grau de recursos técnicos.

### **2.3. Construção por deslocamentos sucessivos**

A construção por deslocamentos sucessivos aplica-se a tabuleiros de secção constante e longitudinalmente rectos ou de curvatura constante. É preferencialmente utilizada em vãos de dimensões entre 40 a 50 m, podendo no entanto o vão central ter dimensões até 80 m caso os vãos adjacentes sejam inferiores, havendo no entanto a necessidade de ser empurrado ou puxado a partir dos dois extremos (Ferraz 2001). Dos métodos referidos neste trabalho este é o menos utilizado em Portugal.

O seu princípio de funcionamento assemelha-se ao dos avanços sucessivos, diferindo no facto do tabuleiro ser construídos imediatamente antes da zona de encontro com as cofragens alinhadas longitudinalmente com o tabuleiro. Cada tramo produzido é constituído por elementos com 10 a 30 m de comprimento que são betonados sequencialmente uns contra os outros e é aplicado o pré-esforço necessário à solidarização dos mesmos. Após a construção do tramo, este é deslocado por

deslizamento através do puxe ou empurre dos macacos hidráulicos que estarão situados nos apoios, para os pilares ou encontros pretendidos. Quando o tramo estiver na posição pretendida aplica-se o pré-esforço final, retirando se necessário o pré-esforço aplicado para a solidarização dos diversos elementos. É de extrema importância referir que as juntas de ligação dos diversos elementos devem coincidir, quando o tramo está na posição final, com as zonas de momentos nulos e para isso terão que se considerar, aquando da construção dos tramos, os efeitos de retracção do betão e os deslocamentos das cofragens que poderão alterar o comprimento pretendido e a posição das juntas (Ferraz 2001) e (Rodrigues 2008).

A secção do tabuleiro, devido ao deslocamento e posição final pretendido para o mesmo, está sujeita a momentos positivos e negativos, logo a opção mais eficaz será a utilização da configuração em caixão. A betonagem é feita por duas fases, sendo que a primeira engloba a betonagem do banzo inferior e da alma e a segunda a betonagem da parte superior. As cofragens, na primeira fase da betonagem são de superfície lisa e têm a direcção alinhada com a posição pretendida para o tabuleiro, sendo que o banzo inferior é moldado por uma cofragem colocada pelo exterior da secção e as almas são moldadas por cofragens colocadas nas faces exteriores e interiores da mesma. O banzo superior é moldado com uma cofragem pela face inferior, que pode ser reutilizada por várias vezes. As cofragens colocadas pelo exterior da secção deverão ser suportadas por dispositivos que tenham a capacidade de baixá-las aquando da movimentação do tramo (Rodrigues 2008).

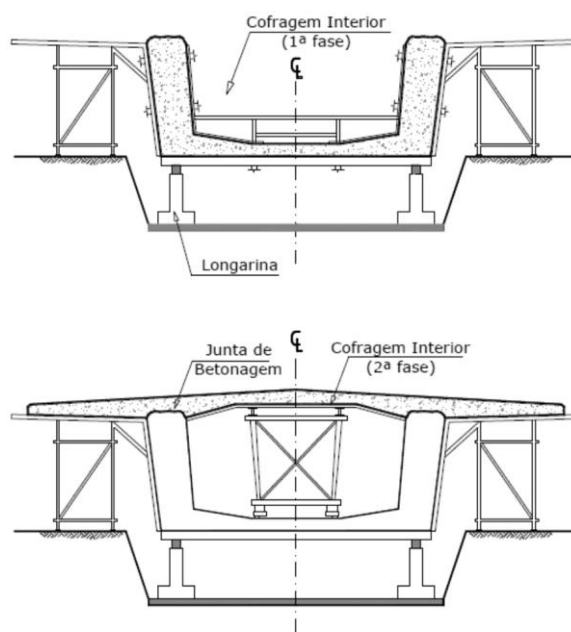


Figura 7. Cofragem para as duas fases de betonagem (Martins 2009)

Por ser um método, que vê a sua simplicidade apenas na facilidade de execução e na ausência de escoramentos é aconselhado para viadutos e pontes situados em zonas de vales profundos, passagens que atravessem vias de tráfego intenso e de utilização ferroviária (Ferraz 2001) e (Martins 2009).

Seguidamente enumeram-se as vantagens que a utilização deste método pode conferir em termos de celeridade, custos e recursos técnicos (Martins 2009):

- Construção célere devido à possibilidade de se construírem o tabuleiro e os pilares em simultâneo;
- Desimpedimento de zonas habitacionais ou de tráfego, pois após a construção dos pilares, a frente de trabalho fica restrita à ultima zona do tabuleiro construída;
- Elevado grau de reutilização dos elementos de apoio à betonagem, pois as cofragens utilizadas são, regra geral, em aço o que faz com que estas não se danifiquem gravemente aquando das diversas utilizações;
- Garante-se um grau de segurança elevado porque a zona de trabalho é de reduzida dimensão e não há o perigo de cargas suspensas;
- O facto do equipamento de lançamento do tramo construído ser independente da secção, possibilita que este seja utilizado para pontes de várias dimensões. Normalmente existem equipamentos mais pesados para pontes de dimensões mais elevadas e equipamentos mais ligeiros para

pontes de dimensões menores, conseguindo-se deste modo abranger as várias secções de pontes possíveis.

Por outro lado também existem desvantagens que importam referir:

- A secção do caixão tem uma altura considerável e é constante, pelo que a ponte pode apresentar um aspecto pesado e o facto de a secção ser constante implica que os vãos, em regra geral, não possam ser superiores a 60 m;
- É necessário garantir uma zona antes do encontro para a pré-fabricação do tramo, o que por vezes poderá não ser possível;
- A necessidade de aplicação de pré-esforço em elevada quantidade para a fase de lançamento.

## **2.4.Construção com recurso a cimbres autoportantes e autolançáveis (CA)**

O método de construção tramo-a-tramo com recurso a cimbres autoportantes e autolançáveis (CA's) é muito eficaz para a construção de tabuleiros de pontes extensas, com eixo rectilíneo ou curvatura constante, vãos que variem entre os 30 e os 55 m (vão óptimo 40 a 50 m), um número elevado de vãos (superior a 8) com comprimentos e secções transversais constantes (Morim 2008) e (Ferraz 2001). É importante referir que a optimização deste método para pontes com estas características está em muito relacionada com a vantagem económica que advém dum procedimento repetitivo. A construção tramo-a-tramo por cimbres autoportantes e autolançáveis é um dos métodos de construção mais utilizados em Portugal, devido à topografia acentuada, à forte construção em betão armado e à tradição de se utilizar as betonagens *in situ* em detrimento dos elementos pré-fabricados (André 2004). Os cimbres autoportantes e autolançáveis são muitas vezes confundidos por vigas de lançamento, mas note-se que enquanto o cimbres autolançáveis servem de suporte a todo o processo de betonagem *in situ*, as vigas de lançamento são o meio de transporte e colocação dos elementos pré-fabricados numa dada posição. A confusão de nomenclaturas é devida à semelhança entre os dois aparelhos (Bezerra 2008). Os CA's, foram criados com o intuito, como acima foi referido, de ultrapassar zonas de morfologia complicada sem recurso a qualquer tipo de apoio intermédio ao solo e para automatizar os processos de construção de tabuleiros. Estes permitem vencer os vãos de pontes e viadutos sem interferir significativamente na zona inferior do tabuleiro, criando uma plataforma que servirá de



estaleiro, pois estes apoiam-se unicamente nos pilares ou numa zona do tabuleiro já construída.

Os CA's são classificados, de acordo com o posicionamento do cembre em relação à posição pretendida para o tabuleiro, em cembre autolançável superior (CA superior) ou cembre autolançável inferior (CA inferior).

Os cimbres autolançáveis superiores apoiam-se sobre o último tramo construído e os pilares seguintes. O apoio é feito sobre duas estruturas porticadas formadas por elementos metálicos, situadas nas posições de apoio referidas. O sistema de cofragens fica em suspensão. A sua movimentação é conseguida por intermédio de guinchos de puxe situados na dianteira do cembre ou por macacos hidráulicos situados na traseira do mesmo.

Os cimbres autolançáveis inferiores apoiam-se sobre consolas fixas aos pilares por atrito, por escoras fixas aos pilares ou por um sistema misto conjugando estes dois, em que a sua posição fica numa cota inferior à prevista para o tabuleiro (André 2004).



Figura 8. CA superior no viaduto sobre o Rio Real (Appleton, Costa et al. 2006)



Figura 9. CA inferior apoiado em consolas (André 2004)

Na definição do tipo de cembre móvel a utilizar é necessário ter em conta que a escolha influencia a secção transversal do tabuleiro e vice-versa, e considerar os pilares

como obstáculos a transpor ou elementos de apoio ao cimbres (Baptista 1995). Seguidamente são enunciados os aspectos relevantes para a escolha de um determinado cimbres, no que diz respeito às vantagens e desvantagens na utilização de cada um. O cimbres móvel superior apresenta as seguintes vantagens (André 2004) e (Ferraz 2001):

- O facto do sistema de cofragens estar em suspensão, possibilita uma gama maior de secções transversais para os tabuleiros;
- Liberta o solo dos materiais, visto estes poderem ser colocados e transportados nas vigas autoportantes;
- O facto da plataforma de trabalho ficar ao nível do tabuleiro, evita a necessidade do recurso a escavações;
- A montagem do sistema é feita sobre um dos encontros e depois é colocada na zona a betonar, apoiando a dianteira no pilar seguinte ao encontro.

Tem como desvantagens (Ferraz 2001) e (André 2004):

- Os tirantes de suspensão da cofragem interferem na zona de trabalho e passam o betão do tabuleiro;
- Necessidade da desmontagem dos sistemas de cofragem, aquando da movimentação do cimbres;
- Torna-se necessário abrir integralmente as cofragens para passar pelos pilares;
- Maior dificuldade de apoio no pilar dianteiro aquando da movimentação do CA;
- As vigas em treliça apresentam deformações superiores em relação aos cimbres inferiores em caixão ou viga de alma cheia;
- Aparecimento de negativos no tabuleiro sobre os pilares, visto haver o “choque” com os pórticos de apoio.

A utilização de cimbres móveis inferiores apresenta as seguintes vantagens (Ferraz 2001), (André 2004) e (Bezerra 2008):

- Este tipo de cimbres por se instalar abaixo do nível do tabuleiro e o sistema de cofragens ficar ao nível deste pode ser deslocado sem que haja a necessidade da abertura total das cofragens, passando deste modo, com facilidade pelos pilares;

- Facilidade de acesso aos materiais, com auxílio de uma grua instalada no tabuleiro já construído, que se desloca com a progressão do mesmo;
- É um sistema adequado para obras em que o acesso ao tabuleiro seja feito por aterros, evitando-se deste modo qualquer tipo de escavação ou aterro para o escoramento necessário à montagem e colocação do cimbra;
- Evitam-se os elementos em suspensão e o acesso à plataforma de trabalho está mais facilitado;
- O facto de a área de trabalho estar desobstruída possibilita que as operações inerentes à construção do tabuleiro sejam mais céleres (colocação da armadura, betonagem, etc.).

Tem como desvantagens (André 2004) e (Ferraz 2001):

- A impossibilidade de se montar o cimbra directamente no vão a construir, recorrendo a meios de elevação muito pesados;
- A execução do primeiro tramo do tabuleiro só é conseguida com o recurso a outro tipo de escoramento, pelo que muitas vezes são utilizados os cimbres ao solo;
- A construção de tabuleiros curvos dificulta o avanço dos cimbres, pois estes apoiam-se directamente nos pilares, havendo um conflito de posições entre a posição do CA e do tabuleiro;
- A dificuldade que pode advir da necessidade de manter as alturas livres abaixo do tabuleiro;
- A necessidade de utilizar dispositivos de apoio do CA com os pilares.

Quando se pretende que a construção seja feita por elementos pré-fabricados utilizam-se vigas de lançamento de assemblagem, que deverão suportar o peso de um tramo completo, podendo ser superiores ou inferiores consoante a conveniência, embora se adopte maioritariamente as vigas superiores pela facilidade de colocação dos elementos pré-fabricados. Este tipo de cimbra assemelha-se bastante aos utilizados na betonagem *in situ*, apresentando as mesmas vantagens e desvantagens anteriormente referidas, embora não haja a necessidade da utilização de sistemas de cofragem (Ferraz 2001).

Os cimbres autolancáveis são fabricados em módulos para que deste modo o transporte e montagem estejam facilitados em obra. As ligações entre os diversos elementos que os constituem são conseguidas por ligações aparafusadas pré-esforçadas,

por cavilhas ou solda. Para a colocação dos módulos nas posições pretendidas utilizam-se equipamentos elevatórios de grande capacidade de carga (Bezerra 2008).

#### 2.4.1. Sistema de cofragem, armaduras e processo de betonagem *in situ*

O sistema de cofragem é idêntico para os cimbres autolanzáveis superiores e inferiores, diferindo apenas na forma de sustentação, como já foi referido. Os CA's superiores têm as cofragens em suspensão por cabos de aço de alta resistência que se podem deslocar verticalmente caso estejam ligados a um sistema hidráulico. Os CA's inferiores sustentam as cofragens por intermédio de elementos metálicos treliçados ou isolados (André 2004).

As armaduras, geralmente, são realizadas em estaleiro ou sobre um tramo já executado, sendo posteriormente colocadas no sistema de cofragem. A excepção acontece quando se verifica a impossibilidade do seu transporte ou execução para a posição final, armando-se deste modo directamente na posição de betonagem (André 2004).

O processo de betonagem condiciona em grande escala a construção, pois esta operação dura muitas horas, o que implica que antes de terminada a betonagem já haja determinadas zonas do tramo em que o betão adquiriu a “presa”. Este fenómeno implica que as variações de deformação do cimbra, aquando da betonagem, provoquem variações de tensão no betão já endurecido. Devido a este facto, torna-se de extrema importância, adoptar metodologias de betonagem para os tramos, que seguidamente são referidas (André 2004).

- A. Inicia-se a betonagem a partir do apoio dianteiro, simetricamente para ambos os lados e após a execução do tramo em consola executa-se o restante;
- B. Inicia-se a betonagem a partir da extremidade da consola do cimbra, evoluindo no sentido da direcção traseira deste.

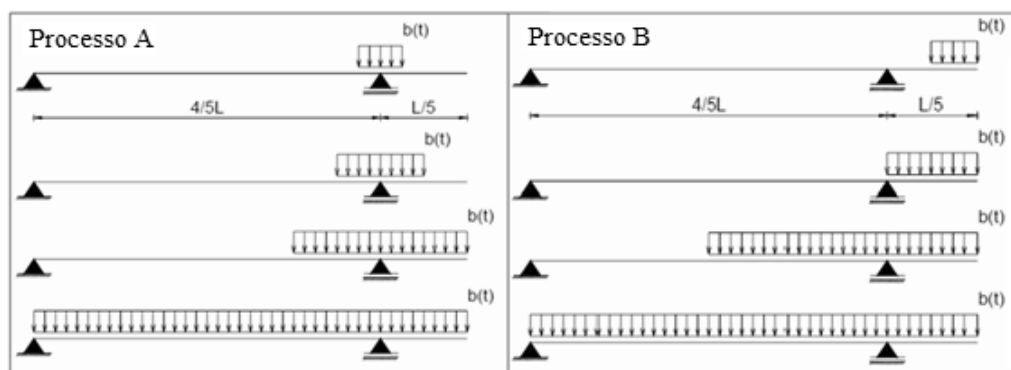


Figura 10. Processo de betonagem para os processos A e B (André 2004)

O processo A envolve duas equipas de betonagem, tornando-se mais dispendioso, mas em contra-partida reduz as deformações do cimbra e consequentemente as tensões no betão endurecido. O processo B apesar de menos dispendioso provoca elevadas tensões na zona do apoio dianteiro, devido à rotação nessa zona, aumentando a fissuração e reduzindo a qualidade e durabilidade da estrutura (André 2004).

Quando o betão tiver a resistência mínima, 48 a 72 horas após a betonagem, aplica-se o pré-esforço que tornará o tramo autoportante e consequentemente pode-se proceder à descofragem e avanço do cimbra (André 2004).

#### 2.4.2. Processo construtivo

Na construção tramo-a-tramo as juntas de betonagem devem estar situadas a  $1/5$  do vão a partir do apoio anterior, pois essa zona contém momentos aproximadamente nulos. A Figura 11 é representativa do processo construtivo seguido na construção tramo-a-tramo por cimbres autolancáveis, embora seja referido em 2.4 que o ciclo de construção óptimo é de uma semana, a imagem indica um ciclo de duração superior.

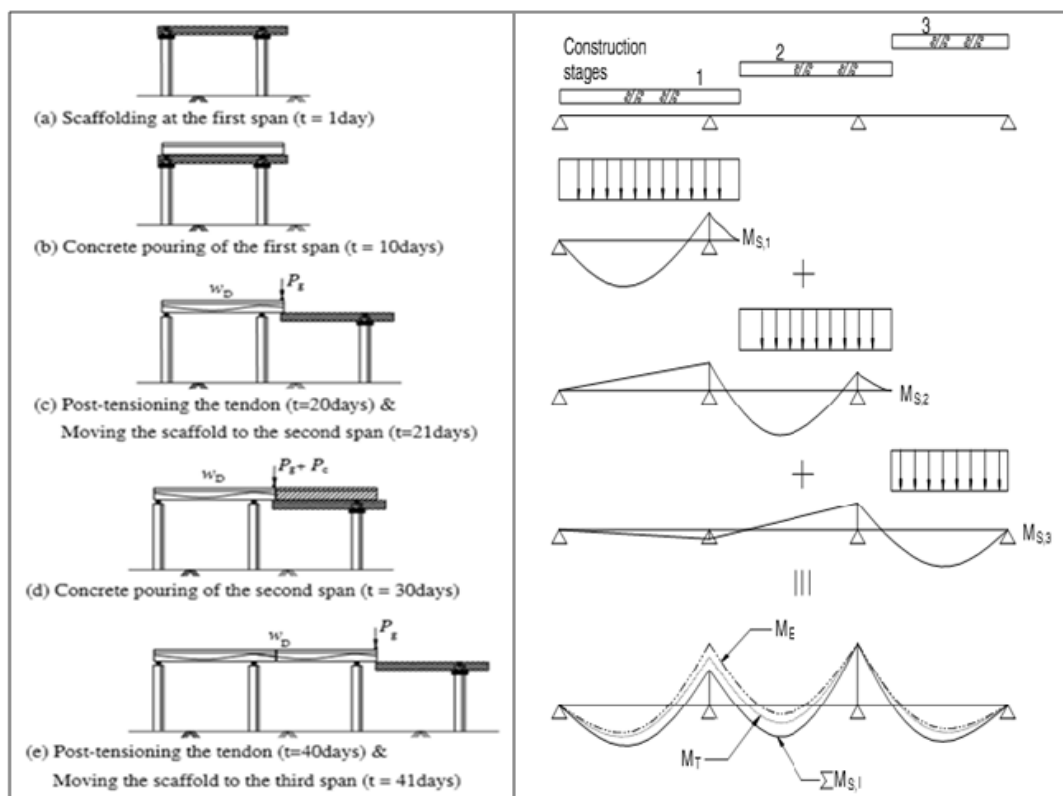


Figura 11. CA na construção e os respectivos momentos (Kwak and Son 2006)

## 2.5. Secção transversal dos tabuleiros

O tipo de tabuleiro de uma determinada ponte ou viaduto está muitas vezes relacionado com o processo adoptado para a sua construção. As pontes construídas tramo-a-tramo, regra geral, têm os tabuleiros em forma de duplo T, em que este é constituído por duas vigas principais em T espaçadas de 4 a 8 m. Além desta secção também se adoptam regularmente vigas em caixão unicelular ou multicelular consoante a largura da secção transversal. Para os tabuleiros, normalmente adoptam-se valores para a esbelteza (relação entre a altura e o comprimento do tramo a construir) de 15 a 20, mas nunca excedendo 30 (Baptista 1995). Nos tabuleiros em caixão a cofragem interior só é colocada depois de se colocarem as armaduras no banzo inferior e nas almas, sendo aberta antes da aplicação do pré-esforço e movimentada após o avanço do cimbre.

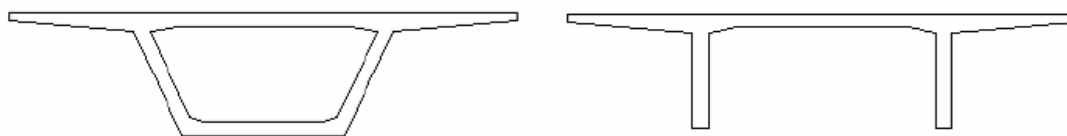


Figura 12. Secção em caixão e em duplo T

## 2.6. Manual de Instruções dos cimbres

O manual de instruções dos cimbres corresponde ao conjunto de elementos escritos estritamente necessário à execução dos mesmos. É um manual que deve incluir a informação geral do cembre, a descrição de todos os elementos que o constituem, os planos de montagem e desmontagem, as contra-flechas a aplicar às cofragens, os planos de betonegação, os procedimentos a seguir nas deslocações dos cimbres (se for o caso de cimbres autolanzáveis na fase de avanço), a manutenção dos equipamentos, os manuais dos aparelhos hidráulicos e ainda deverá ter em anexo os desenhos necessários a um correcto entendimento de todo o processo inerente à utilização do cembre (André 2004).

## 2.7. Considerações económicas na construção tramo-a-tramo

Na realização de um estudo económico sobre os processos construtivos de tabuleiros de pontes há duas variáveis que se devem ter sempre em conta, nomeadamente o número e a dimensão dos vãos, pois são estas que influenciam a escolha do processo construtivo e são de fácil identificação (Rodrigues 2008).

Na betonegação de um tabuleiro de uma ponte com um número reduzido de vãos e em que estes são de pequena dimensão a opção na utilização de cimbres ao solo é a que se torna mais vantajosa sob o ponto de vista económico.

Quando se pretende construir uma ponte com um elevado número de vãos (14 a 20), a utilização de cimbres autolanzáveis é muito vantajosa economicamente devido ao procedimento repetitivo e mecanizado que se pode instalar.

O método dos deslocamentos sucessivos apresenta vantagens para construção de pontes com um número de vãos até 8 com comprimentos variáveis entre 50 e 70m.

Quando as pontes apresentam vãos de comprimento muito elevados (superiores a 70 m) o método mais vantajoso é o de avanços sucessivos.





### **3. CONSTRUÇÃO COM RECURSO A CIMBRES DE TORRES E ASNAS**

Este tipo de cimbres, como foi referido em 2.1.2, pode ser utilizado no suporte da betonagem de tabuleiros de forma integral, mas caso esses tabuleiros sejam muito extensos justifica-se a betonagem por tramos devido ao elevado número de elementos (torres e asnas) necessários para o cimbramento.

Este sistema de cimbres caracteriza-se por ser formado por asnas metálicas que suportam o peso de toda a betonagem e que descarregam em vigas transversais colocadas sobre colunas metálicas responsáveis pela transmissão das cargas ao solo. As bases das colunas estão apoiadas sobre maciços de betão que fazem a transmissão de cargas ao solo, evitando que hajam assentamentos do solo associados à elevada concentração de tensões nessas zonas (Borges and Mendonça 2009).

Este trabalho refere-se às vigas treliçadas deste sistema de cimbres como asnas, embora este nome esteja geralmente associado às vigas treliçadas das coberturas em que o banzo superior da viga está inclinado.

#### **3.1.Descrição dos elementos que constituem o cembre de torres e asna**

De um modo geral, este sistema de cimbres é formado por três elementos, a asna, a viga transversal e as torres verticais (colunas). O número de torres e de asnas presentes no suporte da betonagem de um determinado tabuleiro varia de acordo com a resistência que estes elementos apresentam, sendo maior o número quanto menor a resistência.

##### **3.1.1. Descrição das asnas**

As asnas que serão os elementos dispostos longitudinalmente ao tabuleiro e que têm como função o suporte directo das cargas resultantes do processo de betonagem, são constituídas por perfis metálicos que constituem o banzo superior, a alma e o banzo inferior. Os banzos são formados por perfis dispostos longitudinalmente no plano da asna, enquanto a alma pode ser formada por montantes (perfis dispostos verticalmente no plano da asna) e diagonais (perfis dispostos diagonalmente no plano da asna) ou formada apenas por diagonais, Figura 13 e Figura 14, respectivamente.



Figura 13. Asnas de suporte à betonagem na Ponte da Velha (Borges 2009)



Figura 14. Asnas de suporte à betonagem do viaduto do Espadanal da Azambuja (Canelas and Santos 2007)

Todos os elementos da asna têm funções fundamentalmente de resistência ao esforço axial (tracção e compressão), exceptuando-se a situação de betonagem em que caso o apoio ou suspensão das cofragens e plataformas não se localize na zona dos nós de ligação geram-se esforços transversos e momentos flectores (momentos secundários) nos elementos que podem, regra geral, ser desprezados devido à robustez das suas secções. Todos os elementos devem ter os seus eixos longitudinais interceptados, sendo que, para isso, as ligações entre os perfis da alma e os banzos são feitas de modo a que os eixos dos perfis na ligação coincidam num mesmo ponto (nó de ligação). Mas por vezes existe a impossibilidade de o conseguir, como acontece em algumas asnas modulares com ligações aparafusadas que podem impedir a intercepção dos elementos

nessas zonas, sendo então necessário garantir que os esforços transversos e os momentos flectores que se geram nessas zonas não instabilizem os banzos da estrutura.

As asnas, que por regra são modulares, permitem adaptações a vários comprimentos de vão. Obviamente que terão um comprimento máximo para o qual foram pensadas, visto que para comprimentos superiores perderão a capacidade resistente pretendida e poder-se-ão gerar fenómenos de encurvadura em alguns dos seus elementos durante a sua colocação na posição de betonagem (devido à suspensão em cabos de grua). Isto resulta do facto do dimensionamento de uma asna ser realizado em função de um comprimento máximo, pelo que utilizando-a para comprimentos inferiores estará salvaguardada a sua resistência. Cada módulo tem os seus elementos ligados por ligações soldadas, enquanto as ligações entre módulos é conseguida por ligações aparafusadas (Borges 2009).

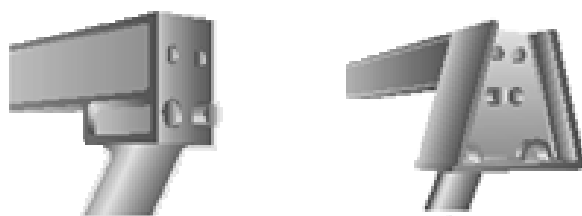


Figura 15. Esquema das ligações entre módulos e da extremidade de apoio da asna

Os banzos da asna podem ter soldados pequenos elementos metálicos que definem pontos de amarração, para que aquando da montagem de todo o sistema de cimbres, se fixem aí elementos de contraventamento horizontal, que impossibilitem os deslocamentos horizontais das asnas que possam ocorrer e ainda controlar os comprimentos de encurvadura dos banzos (Borges and Mendonça 2009).

Geralmente as asnas são formadas por perfis laminados a quente, embora muitas vezes de modo a aumentar a resistência aos esforços axiais dos elementos recorrem-se a perfis compostos. Pelo facto dos elementos da asna estarem sujeitos apenas a esforços axiais importa considerar que o fenómeno de instabilidade condicionante será a encurvadura, sendo importante ter em conta que quanto maior for o raio de giração do perfil utilizado maior será a sua resistência (Martins 2008).

As asnas são mais vantajosas em relação às vigas de alma cheia, na medida em que com elementos mais esbeltos se conseguem atingir valores resistentes superiores para as cargas verticais aplicadas no seu plano. O ideal seria que as cargas fossem

aplicadas apenas nos nós de ligação entre os elementos, de modo a poder-se analisar individualmente cada elemento ao respectivo esforço axial. Como o processo de betonagem engloba um sistema complexo de cofragens torna-se difícil aplicar as cargas resultantes em todos os nós de ligação pelo que, quando as cargas são aplicadas nos tramos entre os nós, os momentos gerados devem ser considerados na análise de cada elemento.

As ligações entre os elementos da alma com os banzos devem ser as mais centradas possíveis de modo a evitarem-se excentricidades susceptíveis de provocarem esforços transversos bastante condicionantes.

Na análise individual de cada elemento constituinte da asna os comprimentos de encurvadura ( $l_0$ ) a ter em conta na análise dos perfis dos banzos serão iguais ao comprimento dos mesmos ( $L$ ). No caso dos elementos da alma o comprimento de encurvadura a considerar deverá ser inferior ao comprimento do elemento ( $0,8L$ ) conforme indica o Artigo 48.º do Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios.

### 3.1.2. Descrição das torres

A função das torres metálicas é a transmissão ao solo das cargas resultantes do processo de betonagem. A nomenclatura atribuída às colunas tem o formato, que permite saber o valor da resistência da mesma a uma carga pontual aplicada no seu centro (por exemplo uma torre metálica BB20 resiste a uma carga de 20 toneladas numa altura livre de 10m) (Borges 2009).

Geralmente estas são formadas por cantoneiras dispostas segundo os vértices de um quadrado. Essas cantoneiras são travadas horizontalmente e diagonalmente por outras cantoneiras. Do mesmo modo que as asnas, as torres também são formadas por módulos de diversos comprimentos standards de acordo com o fabricante. Acoplados aos módulos, estão ainda os módulos do topo e da base da torre que possuem cabeças reguláveis, permitindo que as colunas tenham comprimentos flexíveis às várias alturas pretendidas. Caso o topo não possua um apoio ajustável, então o apoio fixo deve ser disposto em cruz para que o ponto de intercepção da mesma coincida com o centro da coluna de modo a que a transmissão da carga seja feita de igual modo pelos quatro perfis longitudinais da torre. Seguidamente apresentam-se determinadas configurações para os elementos que constituem as colunas.



Figura 16. Cabeça de apoio fixa, cabeça de apoio ajustável e torre com base e topo ajustáveis

Tal como as asnas, as torres também necessitam de pontos para a amarração de elementos metálicos, com a função de travar o conjunto das torres de modo a que o sistema adquira maior estabilidade.

### 3.1.3. Descrição do perfil transversal

O perfil transversal, como se referiu em 3, serve para o apoio directo das asnas e apoia-se nas torres metálicas. Tem especial importância no nivelamento ou nas inclinações que se pretendem atribuir ao tabuleiro a betonar, porque estando as asnas apoiadas sobre este perfil, torna-se mais fácil regular a cabeça ajustável das torres. A Figura 17 é representativa de um apoio entre os três elementos referidos.



Figura 17. Representação de um apoio entre a asna, o perfil transversal e a torre



Figura 18. Apoio das asnas sobre o perfil transversal e a torre metálica de apoio ajustável (Borges 2009)

O facto desta viga transversal se estender transversalmente na sua totalidade permite que o apoio das asnas e de outras vigas não se situe exactamente no alinhamento das torres metálicas. Sempre que se verifique que isto possa acontecer o dimensionamento da viga deve ter em conta os possíveis fenómenos de flexão e torção.

### **3.2.Dimensionamento das torres e asnas metálicas do sistema de cimbres**

Neste ponto refere-se a metodologia seguida no dimensionamento deste tipo de cimbres, nomeadamente as acções de carregamento a que o cimbra está sujeito e as verificações de segurança que os elementos devem respeitar.

### 3.2.1. Acções a considerar

As acções permanentes ( $G_k$ ) são formadas pelo peso próprio da asna, das madeiras das cofragens, peso dos elementos dos escoramentos e o peso do betão armado. As acções variáveis ( $Q_k$ ) resultam da sobrecarga do pessoal e de equipamentos.

As combinações de acções a ter em conta nas verificações de segurança para estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS) são  $1.35 G_k + 1.5 Q_k$  e  $1.00 G_k + 1.00 Q_k$  respectivamente.

### 3.2.2. Metodologia de dimensionamento do sistema de cimbres

Este processo de dimensionamento tem em conta o factor condicionante da capacidade de carga de cada asna. Isto é, em função da secção do tabuleiro a betonar e da resistência de cada asna, definem-se o número e o espaçamento entre as mesmas. A Figura 18 e a Figura 19 são representativas da zona de influência afecta a cada asna ou conjunto de asnas. A carga proveniente da betonagem obtém-se a partir das áreas de influência, em que multiplicando-as pelo peso do betão por metro cúbico definem-se as cargas lineares em cada asna. Aplicando o mesmo raciocínio, mas multiplicando as cargas por metro quadrado dos elementos de escoramento, das cofragens de madeira e das sobrecargas de equipamentos e pessoal pela zona de influência determinam-se as cargas por metro linear em cada uma (Borges and Mendonça 2009).

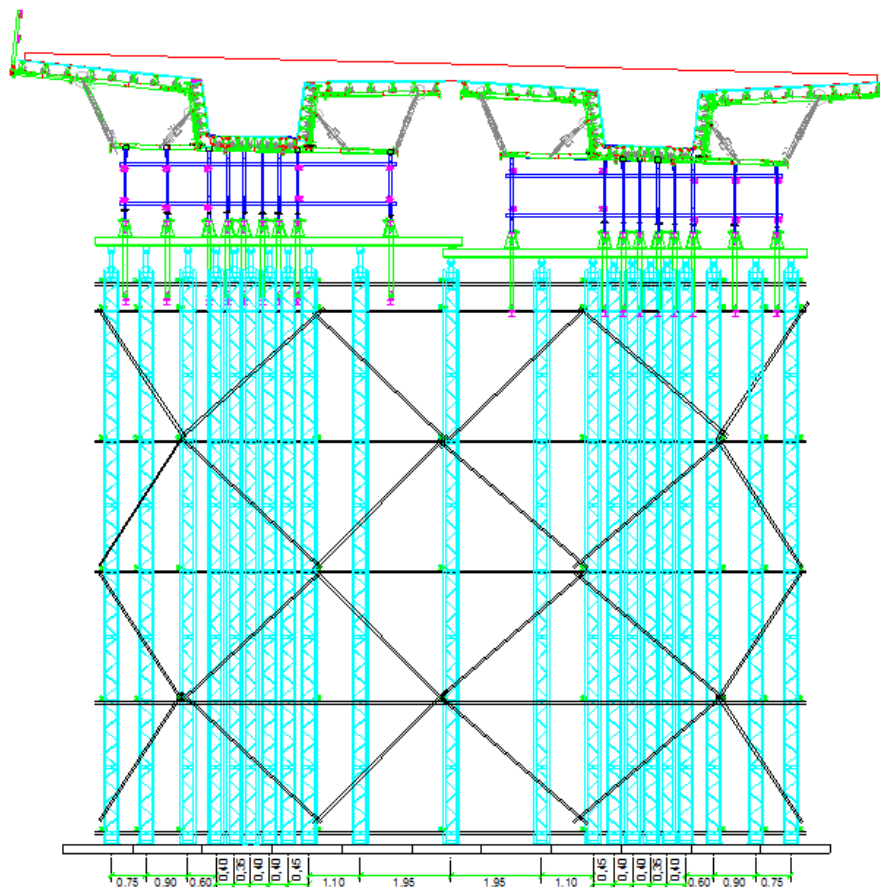


Figura 19. Corte transversal tipo com o sistema de cimbres de torres e asnas do Viaduto do Freixo com dois tabuleiros

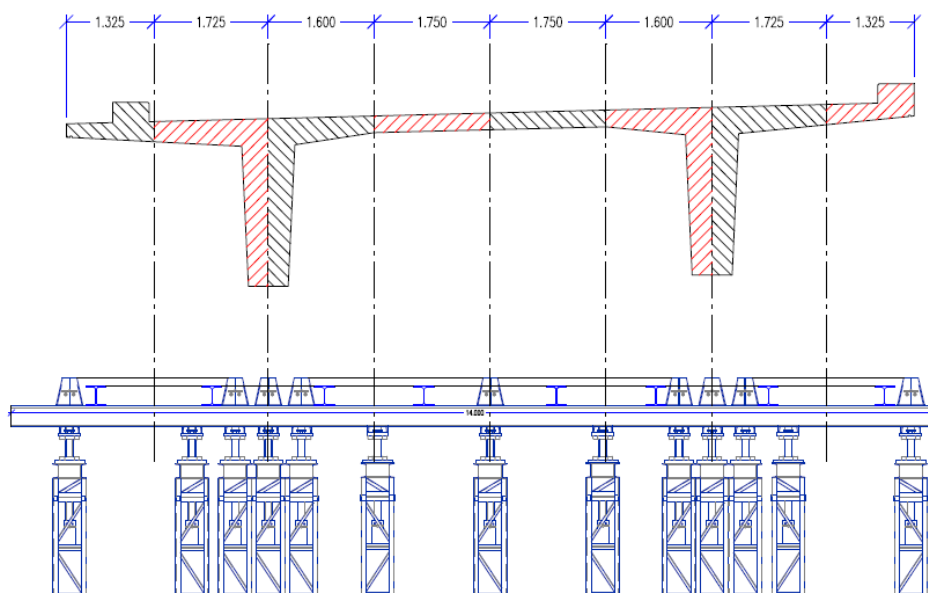


Figura 20. Zonas de influência de cada asna ou conjunto de asnas (Borges and Mendonça 2009)



Após a determinação das cargas provenientes das diversas solicitações referidas aplicam-se as combinações de acções referidas em 3.2.1 e verifica-se qual a asna sujeita ao carregamento mais elevado, para deste modo, se procederem às verificações de segurança necessárias (Borges and Mendonça 2009).

### 3.2.3. Verificações de segurança das asnas e dos perfis transversais

As asnas são os elementos que suportam directamente as cargas resultantes do processo da betonagem e as transmitem aos perfis transversais colocados sobre as torres. Assim é necessário verificar a segurança dos elementos das asnas à compressão, à tracção e à encurvadura, enquanto nos perfis transversais se torna necessário verificá-los à flexão, ao esforço transverso e à encurvadura lateral.

Por outro lado, como se pode verificar na Figura 21, o sistema de cimbres não passa pela zona dos pilares, estando por isso em cada lado dos pilares os apoios das asnas, pelo que se torna necessário, para atravessar essa zona, proceder à ligação entre os apoios. O mesmo pode acontecer no caso de as asnas não terem o comprimento do vão a betonar, sendo necessário recorrer a esses perfis. Para isso utilizam-se perfis metálicos que devem respeitar as condições de segurança ao esforço transverso, à flexão e à encurvadura lateral (Borges and Mendonça 2009).

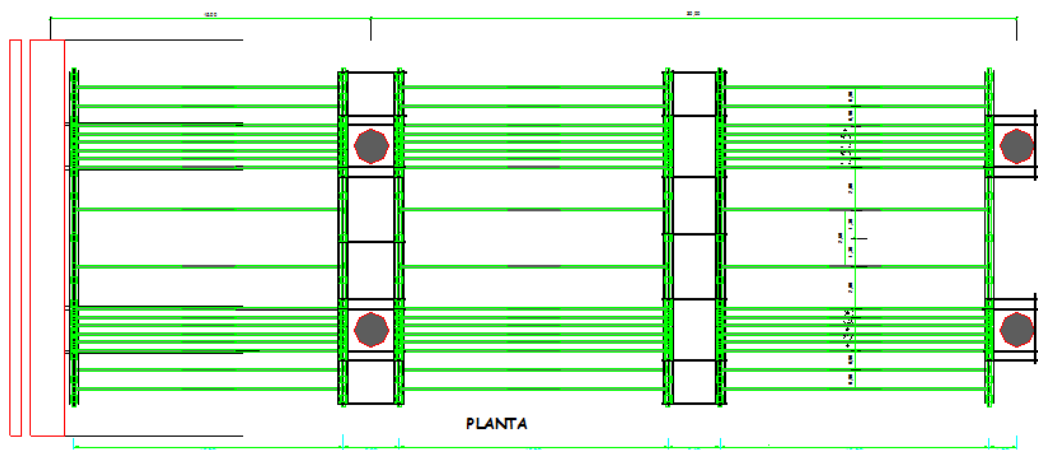


Figura 21. Posição das asnas e dos perfis de ligação no Viaduto do Freixo

### 3.2.4. Verificações de segurança das Torres Metálicas

As colunas metálicas têm a função de transmitir as cargas do processo de betonagem ao solo. Por serem elementos que têm em altura dimensões bastante superiores às dimensões da secção transversal estão sujeitos a fenómenos de encurvadura, sendo bastante importante garantir um bom contraventamento entre estes elementos. Deste modo as verificações de segurança a considerar passam pela garantia da resistência à encurvadura do conjunto de elementos que constituem cada torre. Assim o procedimento de garantia de segurança inicia-se por verificar individualmente a resistência de cada elemento vertical e transpor essa resistência para a torre, ou seja verificar os perfis dispostos longitudinalmente nos vértices da base da torre e os fusos reguláveis, quanto à carga máxima resistente à encurvadura. Transpondo a carga de cada elemento para a torre, multiplicando o valor máximo resistente do elemento disposto longitudinalmente nos vértices da base da torre pelo número de vértices obtém-se o valor resistente à encurvadura da torre metálica. A partir deste valor resistente determinam-se os comprimentos de encurvadura e consequentemente o espaçamento entre os contraventamentos a atribuir ao conjunto das torres (Borges and Mendonça 2009).

### 3.3.Fundações do cimbre

O solo não possui resistência suficiente para absorver as cargas provenientes do sistema de cimbres, sem sofrer assentamentos ou mesmo rotura. Esses efeitos gerados provocariam deslocamentos inconvenientes na zona de suporte à betonagem. Assim para evitar esses problemas as colunas metálicas assentam sempre que possível nas fundações dos pilares da ponte em construção ou em maciços provisórios.

O dimensionamento dos maciços é feito considerando as reacções máximas do apoio das asnas. O princípio de dimensionamento é idêntico ao das sapatas de um edifício, sejam isoladas para o suporte de apenas uma torre ou de comprimento variável para o suporte de um número de torres variável.

### 3.4.Cuidados gerais na montagem e desmontagem dos cimbres

A montagem dos cimbres deve seguir o procedimento indicado nos projectos dos mesmos, bem como ser apoiada por desenhos detalhados. Cabe a execução desta tarefa

a pessoal especializado, capaz de evitar erros que possam provocar graves problemas técnicos e de segurança. O apoio dos cimbres deve ser especialmente cuidado, sendo realizado através de lajes de betão, devendo assegurar-se a capacidade do solo existente. Caso se verifique a necessidade de reforçar o solo podem-se utilizar estacas de madeira ou de betão para o efeito. Se o terreno for inclinado é necessário realizar banquetas ou introduzir dispositivos especiais de contenção do solo (Appleton 2009/2010).

O descimbramento só deve ser realizado quando o betão tenha a necessária capacidade resistente e não esteja sujeito a deformações excessivas. Aquando da desmontagem dos cimbres, deve-se garantir uma sequência que não introduza esforços nos restantes elementos. Do mesmo modo também deve ser assegurada a estabilidade dos elementos quando estes são aliviados das cargas a que estão sujeitos (Appleton 2009/2010).



## 4. DIMENSIONAMENTO DO CIMBRE MODULAR COM 35 M DE VÃO

O cimbra será um conjunto de asnas, em que cada uma tem os banzos constituídos por perfis metálicos comerciais dispostos longitudinalmente, sendo que o banzo superior terá 35 m de comprimento e o banzo inferior possuirá 32,5 m. A alma da asna será constituída por montantes e diagonais que ligam os banzos superior e inferior. A asna será formada por 7 módulos de 2,5 e 5 m de comprimento solidarizados entre si por ligações aparafusadas.

Para pressupostos de dimensionamento existem as limitações ao peso do cimbra de 250 kg/m uma vez que a grua poderá movimentar um máximo de 10 toneladas. Existem ainda limitações a uma altura máxima de 3 m para a asna e as limitações de transporte dos elementos para a obra, implicando que estes não ultrapassem os 12 m de comprimento.

Cada asna, como se verifica em 4.3.2, deverá suportar uma carga mínima de 28kN/m, para que deste modo não se percam características resistentes em relação à asna existente de 25 m de vão máximo salvo a excepção de se optar pelo reforço da asna existente.

### 4.1. Especificações técnicas dos materiais

O tipo de aço utilizado na construção do cimbra será um S235. Em todos os elementos serão utilizados perfis comerciais de classe 3.

O aço S235 geralmente utilizado na construção metálica como sendo laminado a quente apresenta uma tensão de cedência  $f_y$  na ordem dos 235MPa e uma tensão de rotura à tracção  $f_u$  de 360MPa. Comuns a todos os tipos de aço são as propriedades elásticas que possuem, nomeadamente (Simões 2007):

- Módulo de Young,  $E$ , tem o valor de 210 GPa (kN/mm<sup>2</sup>);
- Coeficiente de Poisson,  $\nu$  que pode tomar o valor de 0,3 para estruturas;
- Módulo de rigidez transversal  $G$  que se relaciona com as propriedades

anteriores pela expressão 
$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \approx 81 \text{ GPa } (kN/mm^2);$$

- Coeficiente de dilatação térmica linear  $\alpha$  de  $12 \times 10^{-6} / ^\circ C$  (até  $100^\circ C$ );
- Massa volúmica  $\rho = 7850 Kg / m^3$ .

As ligações aparafusadas serão em aço S235 sendo que os parafusos a utilizar serão de alta resistência, ou seja, classe 8.8 ou 10.9. A partir destas classes obtêm-se os valores nominais da tensão de cedência  $f_{yb}$  e da tensão de rotura à tracção  $f_{ub}$ , respectivos a cada classe.

As ligações soldadas devem ter o metal de adição com as propriedades mecânicas idênticas às do metal base, pelo que se terá em conta que a tensão de rotura  $f_u$  do aço S235 é de 360 MPa e o factor de correcção para soldaduras em ângulo  $\beta_w$  é de 0,8.

Todas as expressões conducentes ao dimensionamento e verificações de segurança dos elementos metálicos da asna e das ligações seguem as regras do Eurocódigo 3.

## 4.2.Caracterização das asnas existentes

Estas asnas funcionam num sistema de cimbres em conjunto com torres metálicas BB50. São formadas por módulos de 2,5m e 5m de comprimento, permitindo que se adaptem em comprimentos de vão múltiplos de 2,5m até um máximo de 25m. O aço utilizado é S235 com secções no banzo superior HEB 220, no banzo inferior HEA 180, nos montantes HEA 100 e nas diagonais HEA 120. Esta asna possui uma altura de 2,40 m.

As ligações entre módulos são conseguidas por intermédio de duas chapas frontais de 20mm solidarizadas por intermédio de 6 parafusos M24x80 (8.8), 6 porcas M24 (8) e 12 anilhas (C45 A25) no banzo superior. Os Módulos são solidarizados no banzo inferior por intermédio de perfis de ligação que por sua vez se interligam em ligações aparafusadas de chapas de 20 mm fixas com 8 parafusos M20x70 (8.8), 8 porcas M20 (8) e 16 anilhas (C45 A20).

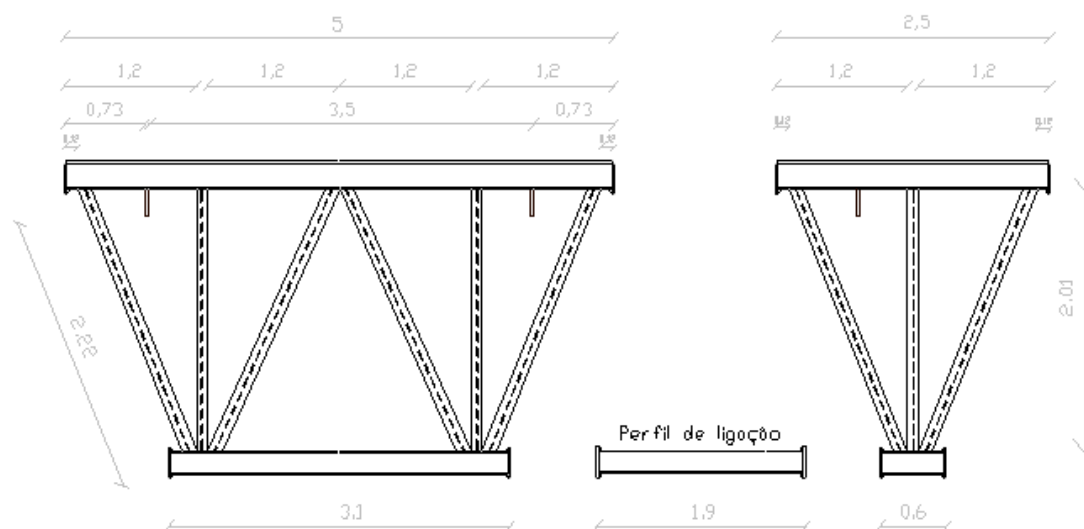


Figura 22. Elementos modulares constituintes das asnas

O sistema de cimbres em serviço tem as asnas travadas entre si, com espaçamentos de 3,5m, por intermédio de tubos de aço fixos com abraçadeiras. Por sua vez estes tubos amarram a asna em pequenos elementos metálicos soldados para o efeito, como é indicado na Figura 22.

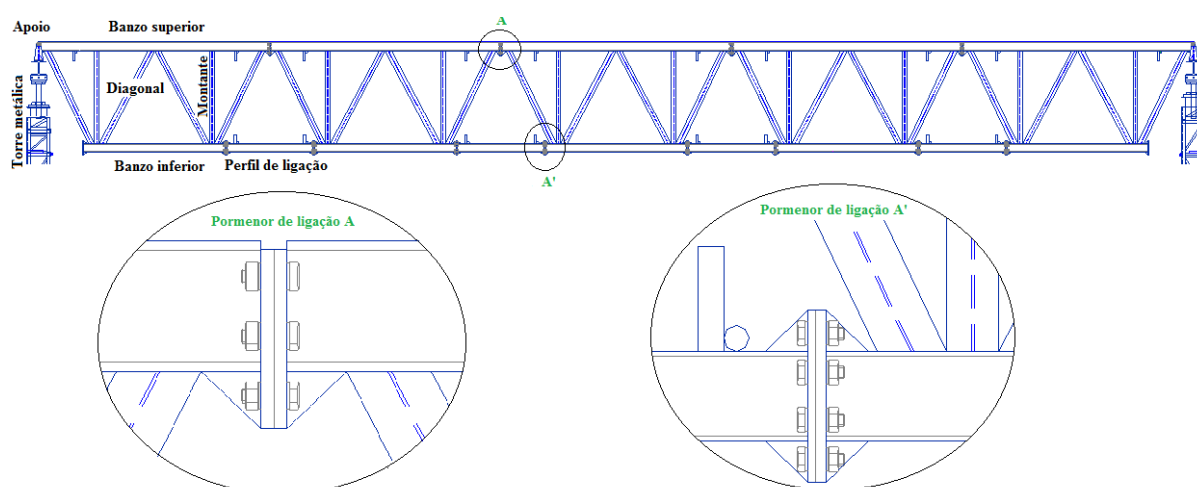


Figura 23. Asna existente com 5 módulos e pormenor das ligações aparafusadas

### 4.3. Metodologia de dimensionamento dos cimbres

O conjunto de asnas que servirão de suporte à betonagem de um determinado troço de tabuleiro, são colocadas nessa posição individualmente com o auxílio de uma grua para a elevação desde o solo até à localização pretendida.

Como qualquer definição das secções, a metodologia parte sempre do princípio dos esforços a que resistirão quando solicitadas aos mesmos. O facto de este tipo de

asnas serem modulares e de grande dimensão implica que tenham que ser montadas fora do local de execução da betonagem e só depois sejam movimentadas para essa zona. Assim para se conseguir uma correcta concepção de uma asna modular a atingir os 35 m de vão ter-se-á que considerar dois critérios de dimensionamento:

1. Montagem do sistema de cimbres: A movimentação que é executada por uma grua através da suspensão da asna em cabos gera consequentemente esforços nos elementos da asna.
2. Betonagem: Na fase de betonagem do tabuleiro as asnas terão que suportar todas as cargas resultantes deste processo.

Importa acima de tudo potencializar ao máximo as questões da execução das obras, considerando-se então determinante para o dimensionamento da asna os esforços gerados em betonagem e posteriormente otimizar um processo de movimentação para estas.

Esta tese procura definir soluções de asnas modulares que em vãos de 35 m tenham resistências adequadas, visto que aumentar em 2 módulos a asna existente faz com que surjam problemas de encurvadura em elevação e perda de resistência em betonagem. Obviamente que ao aumentar a dimensão do vão da asna, tendo esta sempre a mesma secção nos elementos, irá perder capacidade de carga. Mas para servir até como referência para o dimensionamento de outras asnas, modela-se em SAP 2000 asna existente e através do cálculo do esforço resistente à encurvadura por flexão determina-se a carga máxima de suporte em betonagem. Este valor é obtido sujeitando a asna, durante a modelação, a cargas uniformemente distribuídas por ordem crescente até que haja pelo menos um elemento desta que esteja sujeito a esforços superiores à sua capacidade resistente. Seguidamente são apresentadas várias verificações de segurança para a capacidade de carga das diversas possibilidades de asna.

A modelação e a consequente análise dos resultados obtidos no programa já têm em conta o peso conferido à estrutura pelas ligações aparafusadas e possíveis reforços de alguns elementos.

### 4.3.1. Verificações de segurança aos elementos constituintes da asna

As asnas como vigas treliçadas que são, só devem estar sujeitas a esforços axiais nos seus elementos, pelo que existirão duas condições de segurança a verificar nos



dimensionamentos. Obviamente que existem as excepções anteriormente referidas, pelo que nesses casos importa verificar a segurança dos elementos a esse tipo de esforços.

A resistência do elemento traccionado é verificada pela condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.1)$$

Em que  $N_{t,Rd}$  é o valor da resistência em tracção dado pela expressão:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\lambda_{M0}} \quad (4.2)$$

No caso dos elementos comprimidos a encurvadura por flexão será o fenómeno de instabilidade a respeitar:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.3)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\lambda_{M1}} \quad (4.4)$$

O parâmetro  $N_{b,Rd}$  é o valor resistente à encurvadura por flexão,  $\chi$  é o factor de redução para o modo de encurvadura relevante,  $A$  é a área da secção transversal do elemento,  $f_y$  a tensão resistente e  $\gamma_{M1}$  é o coeficiente parcial de segurança definido no EC3-1-1. O coeficiente  $\chi$  é obtido pela seguinte expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \chi \leq 1.0 \quad (4.5)$$

$\bar{\lambda}$  é o coeficiente de esbelteza adimensional e corresponde a  $\frac{\lambda}{\lambda_1}$ .

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \quad (4.6)$$

Em que  $L_{cr}$  é o comprimento de encurvadura e  $i$  o raio de giração segundo a direcção em que se estuda o fenómeno.

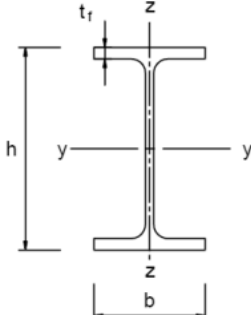
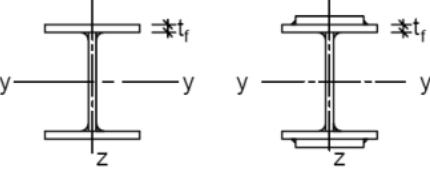

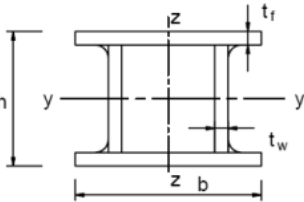
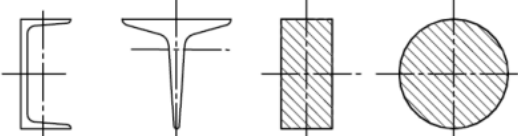
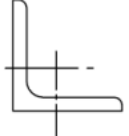
$$\lambda_1 = 93.92 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.7)$$

O coeficiente  $\phi$  determina-se pela expressão:

$$\phi = 0.5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.8)$$

O valor de  $\alpha$  corresponde ao factor de imperfeição real duma determinada peça e pode ter os valores de 0.13, 0.21, 0.34, 0.49 e 0.76 para as curvas a0, a, b, c e d respectivamente de acordo com o Quadro 6.2 do EC3- 1 – 1 representado na Tabela 1.

Tabela 1. Selecção da curva de encurvadura

Cross section		Limits	Buckling about axis	Buckling curve	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Rolled sections		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y - y z - z	b c
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y - y z - z	d d
Welded I-sections		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d	c d
Hollow sections		hot finished	any	a	a <sub>0</sub>
		cold formed	any	c	c
Welded box sections		generally (except as below)	any	b	b
		thick welds: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	any	c	c
U-, T- and solid sections			any	c	c
L-sections			any	b	b

## 4.3.2. Determinação da capacidade de carga das asnas existentes

A asna metálica existente é modelada com 25 m de vão, possuindo 2,40 m de altura, sendo constituída por um banzo superior em HEB 220 com 25 m, um banzo inferior em HEA 180 com 23 m, diagonais de 2,27 m em HEA 120 e montantes HEA 100 com 2 m. Sabendo isto e tendo em conta as características geométricas dos perfis determinam-se as cargas resistentes dos elementos para o tipo de esforço a que estão

sujeitos. O comprimento de encurvadura para o banzo superior é de 3,5 m respeitante à distância entre os travamentos utilizados em obra e para as diagonais e montantes o comprimento de encurvadura é de  $0,8L$ . Abaixo apresenta-se a imagem representativa da modelação desta asna para a carga máxima de suporte de 28 kN/m com os esforços gerados nos elementos e a verificação de segurança nos elementos mais esforçados.

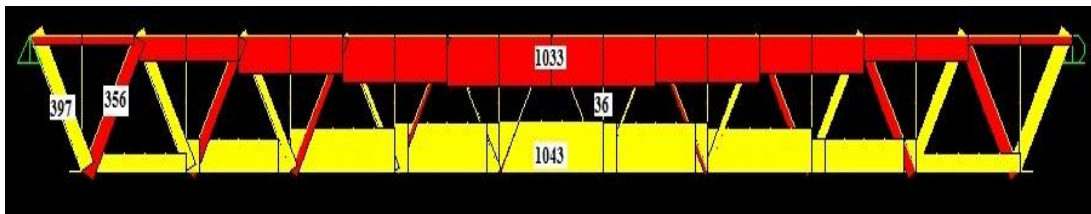


Figura 24. Modelação em SAP 2000 da asna de 25 m

Tabela 2. Verificação de segurança da modelação da asna de 25 m para uma carga aplicada de 28 kN/m

Elemento	Secção	Ned (kN)	Nb,Rd/Nt,Rd (kN)	Verificação
<b>BS</b>	HEB220	1033	1715,5	0,61
<b>M</b>	HEA100	36	396,4	0,09
<b>D</b>	HEA120	356	485,4	0,74
<b>BI</b>	HEA180	1043	1064,6	0,98

#### 4.3.3. Capacidade de carga da asna de 25 m acrescida em 2 módulos de 5 m para análise deste tipo de secções em 35 m de vão

As secções dos elementos mantêm-se, sendo que o comprimento dos banzos superior e inferior passam a 35 m e 32,5 m, respectivamente. A modelação da asna e a verificação de segurança permitem verificar que a carga máxima de suporte é de 13,5 kN/m.

Tabela 3. Verificação de segurança da modelação da asna de 25 m acrescida de 2 módulos, para uma carga máxima aplicada de 13,5 kN/m

Elemento	Secção	Ned (kN)	Nb,Rd/Nt,Rd (kN)	Verificação
<b>BS</b>	<i>HEB220</i>	1038,3	1715,5	0,61
<b>M</b>	<i>HEA100</i>	24	396,4	0,06
<b>D</b>	<i>HEA120</i>	265	485,4	0,55
<b>BI</b>	<i>HEA180</i>	1041,3	1064,6	0,98

Obviamente este valor de carga de suporte não é aceitável para uma asna, pois obrigaria aquando da utilização deste sistema de cimbres, o recurso a inúmeras asnas. Torna-se expectável, até por comparação com a asna de 25 m, que as cargas de suporte pretendidas sejam próximas de 28 kN/m.

A partir da análise anterior, verifica-se que a asna de 25 m acrescida de 2 módulos não é uma solução viável do ponto de vista da resistência pretendida. Assim para obter uma asna de 35 m ter-se-á que definir novas secções para os elementos que a constituem, ou então, proceder a um reforço dos elementos que estão mais esforçados, em função da capacidade resistente que apresentam. O ponto seguinte analisa a resistência da asna quando esta tem determinados elementos reforçados.

#### 4.3.4. Análise da carga máxima de suporte da asna de 25 m acrescida em dois módulos de 5 m com o reforço de alguns elementos

A colocação das chapas de reforço no perfil HEA 180 que constitui o banzo inferior da asna, visa essencialmente aumentar o raio de giração e a área da secção transversal deste, para que durante a elevação da asna a compressão deste banzo seja suportada para determinados esforços e para que durante a utilização em obra a tracção actuante neste elemento não ultrapasse o limite resistente. Opta-se por soldar estas chapas nas duas zonas entre os banzos do perfil, como indica a Figura 25.

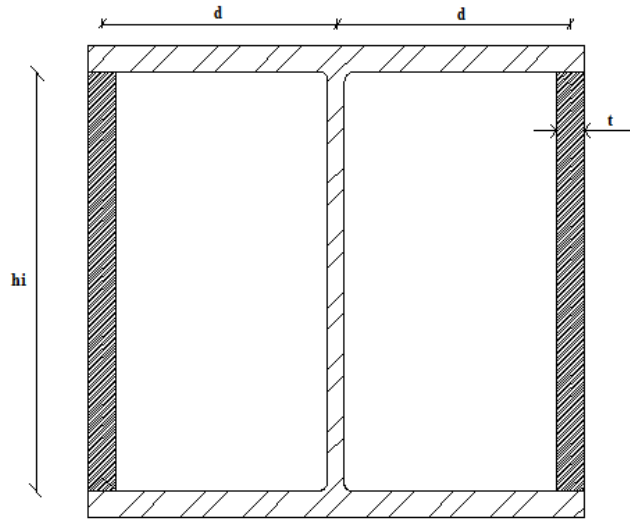


Figura 25. Reforço do perfil com chapas entre os banzos

Ora para efeitos de cálculo do esforço resistente conferido ao elemento por estas chapas é necessário determinar alguns parâmetros geométricos, nomeadamente os raios de giração e as áreas associadas. Para isso determinou-se a inércia conferida à secção pelas duas chapas:

$$I_y = I_y^{perfil} + \frac{t \times hi^3}{12} \times 2 \quad (4.9)$$

$$I_z = I_z^{perfil} + \left( \frac{h_i \times t^3}{12} + A_{chapa} \times d^2 \right) \times 2 \quad (4.10)$$

$$A_{chapa} = t \times hi \quad (4.11)$$

$$A_{secção} = A_{perfil} + 2A_{chapa} \quad (4.12)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_{secção}}} \quad (4.13)$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A_{secção}}} \quad (4.14)$$

Pelo facto do perfil no banzo inferior da asna estar colocado na posição indicada na corrente, ou seja com a alma na vertical, o raio de giração a ter em linha de conta no cálculo do esforço resistente à encurvadura por flexão e ao esforço de tracção resistente será o  $i_z$  e a área da secção  $A_{secção}$ .

Modela-se a asna de 25 m acrescida em 2 módulos de 5 m sendo que o banzo inferior desta está reforçado com duas chapas de 5 mm. A verificação da segurança permite concluir que a asna resiste a uma carga relativamente baixa para a função que se pretende. De modo a atribuir-lhe uma capacidade de carga próxima de quando só tem 25 m opta-se por reforçar os banzos superior e inferior porque apresentam na verificação de segurança anterior, coeficientes próximos de 1. Assim reforça-se o banzo superior com duas chapas de 5 mm e o banzo inferior com duas chapas de 15 mm. Na verificação da segurança observa-se que os banzos garantem a segurança, mas a última diagonal comprimida da asna não verifica, sendo necessário baixar a carga máxima de suporte. De modo a resolver o problema reduz-se a carga máxima de suporte para para 25,5 kN/m.

Tabela 4. Verificação da segurança da asna de 25 m acrescida em 2 módulos para uma carga máxima de suporte de 25 kN/m

Elemento	Secção	Ned (kN)	Nb,Rd/Nt,Rd (kN)	Verificação
<b>BS</b>	<i>HEB220 reforçado com 2 chapas de 5 mm</i>	1874	2221,1	0,85
<b>M</b>	<i>HEA100</i>	44	396,4	0,12
<b>D</b>	<i>HEA120</i>	479	485,4	0,99
<b>BI</b>	<i>HEA180 reforçado com 2 chapas de 15 mm</i>	1879	2136,2	0,88

O reforço da diagonal comprimida poderia ser uma boa alternativa, mas obrigaria ao reforço de todas as diagonais em todos os módulos, acontecendo que as diagonais dos módulos interiores da asna estariam sujeitas a esforços muito pequenos para secções muito reforçadas.

O reforço dos perfis dos banzos com chapas aumentará a capacidade resistente dos elementos e fechará as suas secções, pelo que será necessário definir novos elementos (parafusos e chapas de ligação) na interligação dos módulos que garantam as exigências de segurança e a exequibilidade das ligações que se impõem.

#### 4.3.5. Análise da capacidade de carga das soluções de asna com novas secções em 35 m de vão

O dimensionamento das novas secções parte de determinados pressupostos e variáveis que o condicionam devido aos esforços gerados nos seus elementos. Uma das variáveis será a altura da asna, que quanto mais alta for menor serão os esforços nos elementos. Sabe-se à partida que os montantes da asna, até pelas modelações realizadas anteriormente, são elementos muito pouco esforçados pelo que a secção que se atribui pode ser reduzida. Assim são realizadas várias modelações, obtendo-se secções distintas em função da altura da asna e das cargas máximas de suporte, que importam relacionar posteriormente para uma ponderação mais correcta da solução a adoptar.

Ao contrário das asnas de 25 m existentes, opta-se por colocar os perfis nos banzos da asna nova na posição invertida, visto que para fenómenos de encurvadura, esta disposição do perfil apresenta maior capacidade resistente. Isto acontece porque o raio de giração fica bastante maior em relação à posição corrente dos perfis H's. Exemplos disso são os valores dos raios de giração dos perfis, tabelados segundo a posição corrente dos mesmos. No cálculo do esforço resistente à encurvadura, com o perfil na posição corrente, utiliza-se o raio de giração menor  $i_z$ , enquanto se o perfil estiver na posição deitada, utiliza-se o raio de giração maior  $i_y$ . Isto facilmente se percebe porque a esbelteza do perfil varia consoante a posição em que se encontra, sendo menor na posição invertida, dificultando a encurvadura para fora do plano da asna.

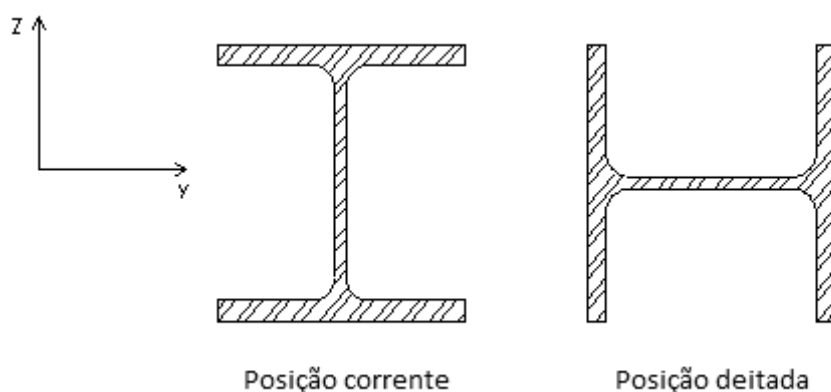


Figura 26. Perfil H na posição corrente e na posição deitada



Sabe-se que a carga máxima de suporte da asna de 25 m é de 28 kN/m pelo que se procurará ajustar uma solução de asna a este tipo de resistência.

A modelação realizada anteriormente para a asna reforçada fez perceber que para uma resistência de carga de suporte próxima de 28 kN/m os banzos terão que ter perfis de área superior aos HEA 180 e HEB 200, respectivamente no banzo inferior e banzo superior, embora a possibilidade de aumentar a altura da alma da asna também seja um aspecto relevante na definição das secções.

Inicia-se o dimensionamento pela modelação de uma asna com os perfis dos banzos deitados em que a distância entre os eixos dos banzos é de 2,8 m, de modo a usufruir-se da vantagem que a altura máxima (3 m) da asna pode conferir ao dimensionamento das secções. A solução mais vantajosa é formada por secções HEB 200 invertido, IPE 100, HEA 120 e HEB 200 invertido, respectivamente banzo superior, montantes, diagonais e banzo inferior. Note-se que a diagonal mais esforçada em HEA 120 não verifica a segurança, podendo-se substituir este perfil por um HEB 120 nos módulos das extremidades visto ser onde estão localizadas as diagonais mais esforçadas ou substituir todas as diagonais da asna por esta secção. Esta última solução será a mais viável pelo facto da produção e montagem dos módulos não necessitar de os diferenciar.

Tabela 5. Verificação da segurança da asna com perfis deitados sujeita a uma carga de suporte de 28,5 kN/m

Elemento	Secção	Ned (kN)	Nb,Rd/Nt,Rd (kN)	Verificação
<b>BS</b>	<i>HEB200 invertido</i>	1656	1672,70	0,99
<b>M</b>	<i>IPE100</i>	19	61,84	0,31
<b>D</b>	<i>HEB120</i>	522	582,12	0,90
<b>BI</b>	<i>HEB 200 invertido</i>	1668	1835,35	0,91

Estas verificações de segurança permitem perceber que aumentando a área de secção do perfil no banzo superior, consegue-se uma asna mais resistente.

Modelando uma asna com o perfil na posição corrente procura-se obter uma solução que possibilite uma resistência adequada. Assim modela-se uma asna que terá de distância entre os eixos dos banzos 2,79 m, sendo o banzo superior em HEB 220, o

montante em IPE 100, a diagonal em HEB 120 e o banzo inferior em HEB 200 na posição invertida (Tabela 6). Esta solução também gera a possibilidade duma solução com o perfil do banzo inferior na posição corrente, tendo a asna a mesma resistência em obra.

Tabela 6. Verificação da segurança da asna com o perfil do banzo superior direito e o do banzo inferior deitado sujeita a uma carga de 29 kN/m

Elemento	Secção	Ned (kN)	Nb,Rd/Nt,Rd (kN)	Verificação
<b>BS</b>	<i>HEB220</i>	1692	1715,51	0,99
<b>M</b>	<i>IPE100</i>	19	62,67	0,30
<b>D</b>	<i>HEB120</i>	532	584,85	0,91
<b>BI</b>	<i>HEB 200 invertido</i>	1705	1672,70	0,93

Outra possível solução de asna é a utilização de perfis tubulares ocos, porque apresentam grandes capacidades resistentes ao esforço axial com áreas de secção mais reduzidas em relação aos perfis correntes de secção cheia. Obviamente que a vantagem traduzir-se-á no peso aligeirado destas asnas, sendo importante analisar o ponto de vista económico que deverá ser a maior condicionante a esta escolha. À semelhança do processo anterior modela-se uma asna formada por estes perfis, tentando otimizar a secção dos elementos em função dos esforços a que estes estão sujeitos quando a asna suporta uma carga de 29 kN/m. Seguidamente apresenta-se o resultado que melhor se ajusta a esta situação.

Tabela 7. Verificação da segurança da asna de perfis tubulares ocos sujeita a uma carga de suporte de 28 kN/m

Elemento	Secção	Ned (kN)	Nb,Rd/Nt,Rd (kN)	Verificação
<b>BS</b>	<i>RHS 180x180x12.5</i>	1672	1701,54	0,98
<b>M</b>	<i>RHS 80x80x8</i>	27	403,65	0,07
<b>D</b>	<i>RHS 100x100x8</i>	529	558,43	0,95
<b>BI</b>	<i>RHS 160x160x12.5</i>	1683	1733,13	0,97

#### 4.3.6. Resultados dos dimensionamentos com base na capacidade resistente da asna em obra

Tabela 8. Quadro das secções obtidas no dimensionamento

	Banzo superior	Montante	Diagonal	Banzo inferior	Capacidade de carga (kN/m)
<b>Asna 1</b> módulos existentes reforçados	HEB 220 reforçado c/ 2 chapas de 5 mm	HEA 100	HEA120	HEA 180 reforçado c/ 2 chapas de 15 mm	25,5
<b>Asna 2</b> 2,80 m entre os eixos dos banzos	HEB 200 deitado	IPE 100	HEB 120	HEB 200 deitado	28,5
<b>Asna 3</b> 2,79 m entre os eixos dos banzos	HEB 220	IPE 100	HEB 120	HEB 200 invertido	29
<b>Asna 4</b> 2,79 m entre os eixos dos banzos	HEB 220	IPE 100	HEB 120	HEB 200	29
<b>Asna 5</b> 2,83 m entre os eixos dos banzos	RHS 180x180x12.5	RHS 80x80x8	RHS 100x100x8	RHS 160x160x12.5	28

#### 4.3.7. Definição das ligações aparafusadas entre os módulos

As ligações aparafusadas entre os módulos da asna são feitas por chapas soldadas aos perfis dos banzos que se encontram frontalmente e são solidarizadas por intermédio de parafusos, como exemplificam as figuras seguintes.

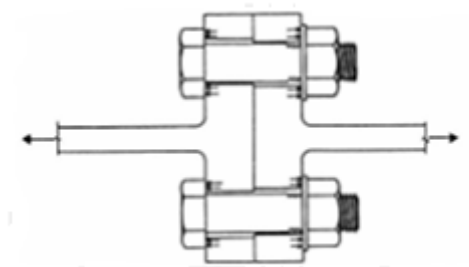


Figura 27. Ligação tipo sujeita a tracção



Figura 28. Ligação do tipo frontal entre vigas por intermédio de chapas

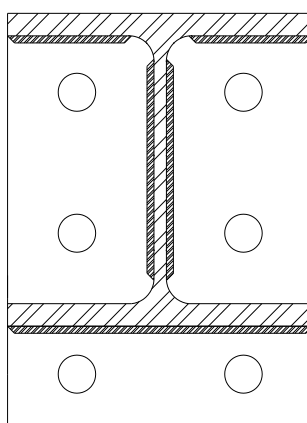


Figura 29. Ligação aparafusada dos banzos superiores das asnas de perfis H's

Estas ligações possibilitam a junção dos módulos pelos perfis dos banzos e estão essencialmente sujeitas a tracção e compressão, sendo que a condição de dimensionamento dos parafusos será a de resistência à tracção, pois à compressão os parafusos deixam de ter função activa. O facto de a ligação ser executada com chapas dispostas frontalmente e solidarizadas por parafusos obriga a que se execute o estudo do punçoamento nas chapas. Deste modo as condições de segurança a respeitar na ligação serão:

$$F_{t,Rd} \geq F_{t,Ed} \quad (4.15)$$

$$B_{p,Rd} \geq F_{t,Ed} \quad (4.16)$$

Em que  $F_{t,Rd}$  é a resistência à tracção de cada parafuso na ligação e é dado pela expressão:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}, \quad k_2 = 0,9 \quad (4.17)$$

O valor da resistência ao punçoamento é dado pela expressão:

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.18)$$

$$d_m = \frac{d_1 + d_2}{2} \quad (4.19)$$

$d_m$  corresponde ao diâmetro médio do parafuso e  $t_p$  à espessura da chapa

Para o cálculo do esforço de tracção actuante  $F_{t,Ed}$  será utilizada a capacidade resistente em tracção do perfil que se pretende ligar, dada pela expressão:

$$N_{Rd} = A \times f_y \quad (4.20)$$

O valor do esforço de tracção aplicado a cada parafuso na ligação será:

$$F_{t,Ed} = \frac{N_{Rd}}{n} \quad (4.21)$$

$n$  é o número de parafusos na ligação

O facto das ligações do banzo superior se localizarem nas zonas em que existem excentricidades nas ligações das diagonais ao banzo provoca-se nestas um esforço de corte que é preciso ter em conta nas verificações de segurança, nomeadamente:

- Em fase de elevação da asna para a posição de betonagem verifica-se a segurança à tracção e ao corte nos parafusos:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (4.22)$$

Em que  $F_{v,Ed}$  corresponde valor de cálculo da força de corte por parafuso e  $F_{v,Rd}$  corresponde ao valor de cálculo da resistência ao corte de cada parafuso e determina-se pelas expressões abaixo indicadas para as classes de parafusos 8.8 e 10.9, respectivamente:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.23)$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \quad (4.24)$$

- Em fase de betonagem, os parafusos carecem da verificação ao corte:

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \quad (4.25)$$

Em ambas as situações deve-se verificar nas ligações dos banzos superiores a resistência ao esmagamento das chapas, respeitando a expressão:

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{M2}} \quad (4.26)$$

Sendo  $\alpha$  o menor dos seguintes valores:  $\frac{e_1}{3d_0}$ ;  $\frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}$ ;  $\frac{f_{ub}}{f_u}$  ou 1.

Pelo facto das chapas se ligarem frontalmente e estarem sujeitas ao punçoamento derivado da tracção nos parafusos, torna-se necessário determinar uma espessura para as mesmas de modo a evitar esse fenómeno de rotura.

#### 4.3.7.1. Procedimento de cálculo

O dimensionamento das ligações aparafusadas é realizado, como já foi referido, sob uma perspectiva de tracção aplicada às ligações.

Para o cálculo do esforço de tracção actuante  $F_{t,Ed}$  será utilizada a capacidade resistente em tracção do perfil do banzo inferior, pois será durante a utilização em obra que o limite da resistência da asna poderá ser atingido.

No caso da ligação do banzo superior rapidamente se percebe que a tracção aplicada neste banzo nunca atingirá o valor limite de resistência pois a asna em obra tem este banzo comprimido e na elevação para colocação na posição de betonagem o banzo estará sujeito à tracção associada apenas ao peso próprio da asna, que será relativamente baixa. Deste modo opta-se por aplicar nas ligações do banzo superior parafusos com a mesma classe daqueles utilizados no banzo inferior, caso verifiquem a segurança ao corte a que estão sujeitos.

Na determinação do diâmetro dos parafusos o cálculo é efectuado para as classes 8.8 e 10.9, respeitando as condições de segurança referidas anteriormente.

Além do dimensionamento dos parafusos é necessário obter uma espessura para a chapa. Deste modo iguala-se a resistência ao punçoamento da chapa  $B_{p,Rd}$  ao valor do esforço de tracção aplicado a cada parafuso  $F_{t,Ed}$ , determinando-se a espessura da chapa  $t_p$ .

As configurações para a ligação dos banzos variam consoante os tipos de perfis a ligar. Deste modo apresentam-se os tipos de ligação para cada solução.

#### **4.3.7.2. Esquema das ligações aparafusadas entre os módulos da asna de 25 m acrescida em 2 módulos de 5 m com os elementos reforçados (Asna 1)**

O reforço dos perfis H's dos banzos com chapas transforma estes elementos em secções fechadas impondo deste modo que as chapas de ligação ultrapassem os limites laterais do perfil para a colocação dos parafusos. Essas chapas terão 2 cm de espessura e secção 0,24x0,32m e 0,24x0,28m nas ligações do banzo superior e inferior respectivamente. Ambas as ligações são conseguidas com recurso a 8 parafusos M27 (8.8), 8 porcas e 16 anilhas.

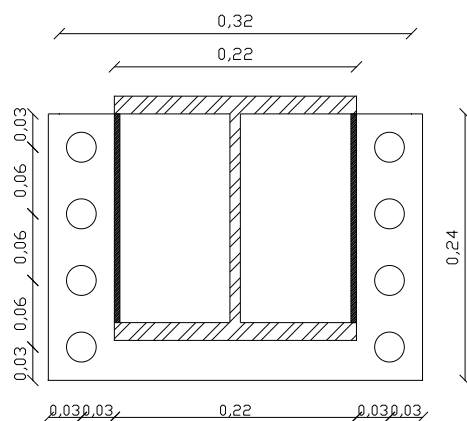


Figura 30. Ligação aparafusadas do banzo superior em HEB 220 reforçado

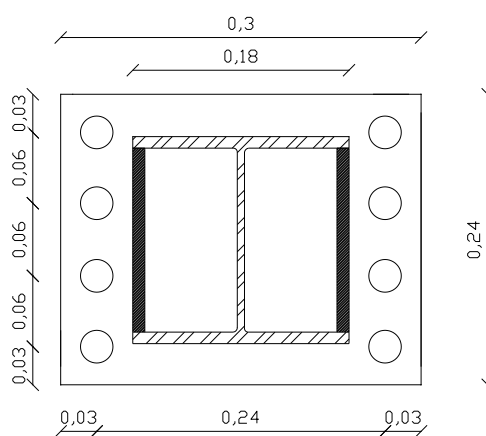


Figura 31. Ligação aparafusada do banzo inferior em HEA 180 reforçado

#### 4.3.7.3. Esquema das Ligações aparafusadas da asna de 35 m com os banzos superiores e inferiores em HEB 200 na posição deitada (Asna2)

As ligações aparafusadas entre os perfis HEB 200 deitados no banzo superior são conseguidas com o recurso a 2 chapas frontais de 0,28x0,20 com 2 cm de espessura, 6 parafusos M24 (10.9), 6 porcas e 12 anilhas.



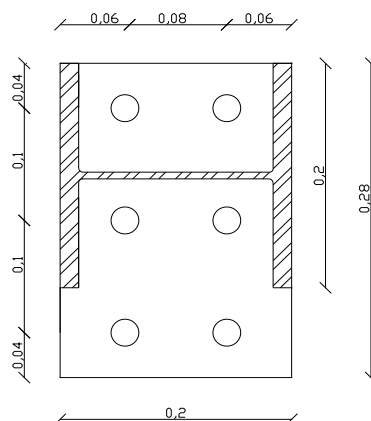


Figura 32. Ligação aparafusada do banzo superior em HEB 200 na posição deitada

A ligação no banzo inferior apresenta uma configuração com 2 chapas 0,28x0,20 m com 2 cm de espessura, 8 parafusos M24 (10.9), 8 porcas e 16 anilhas.

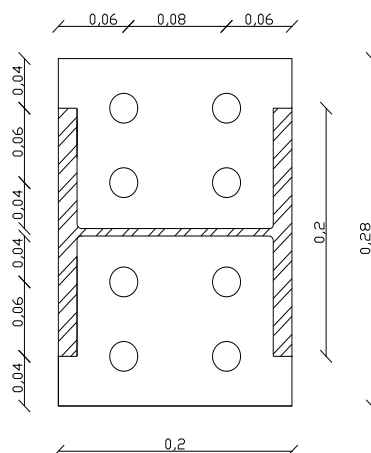


Figura 33. Ligação aparafusada do banzo inferior em HEB 200 na posição deitada

#### 4.3.7.4. Esquema das Ligações aparafusadas entre os módulos da asna de 35 m com o banzos superior formado um HEB 220 na posição corrente

As ligações no banzo superior formado por perfis HEB 220 na posição corrente executam-se por intermédio de 2 chapas metálicas 0,28x0,22 m com 2 cm de espessura cada, solidarizadas por 6 parafusos M24 (10.9), 6 porcas e 12 anilhas.

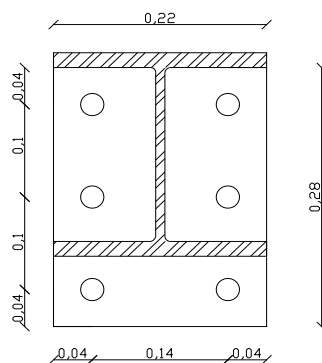


Figura 34. Ligação aparafusada do banzo superior em HEB 220 na posição corrente

Para o banzo inferior em HEB 200 na posição corrente as 2 chapas frontais têm 2 cm de espessura e dimensões 0,36x0,20 sendo unidas com recurso a 8 parafusos M24 (10.9), 8 porcas e 16 anilhas.

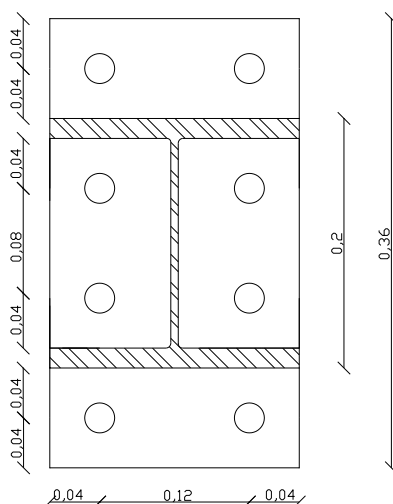


Figura 35. Ligação aparafusada no banzo inferior em HEB 200 na posição corrente

#### 4.3.7.5. Esquema das Ligações aparafusadas entre os módulos da asna de 35 m

##### com os elementos constituintes em perfis tubulares ocos de secção quadrada

O banzo superior, nomeadamente os perfis RHS 180x180x12.5mm são ligados por 2 chapas com 2 cm de espessura solidarizadas com 8 parafusos M24 (10.9), 8 porcas e 16 anilhas, como representado na Figura 36. Do mesmo modo também se ligam, com elementos de ligação idênticos, os perfis RHS 160x160x12.5 do banzo inferior sendo que se opta, neste caso, por centrar os perfis no centro das chapas (Figura 37).

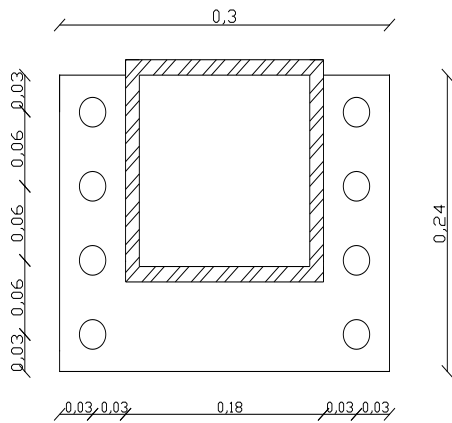


Figura 36. Ligação aparafusada do banzo superior em RHS 180x180x12.5

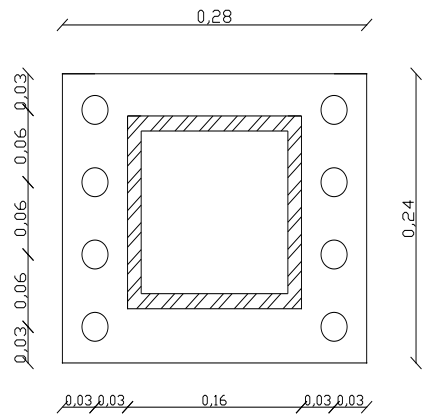


Figura 37. Ligação aparafusada do banzo inferior em RHS 160x160x12.5

## 4.3.7.6. Soluções de asnas e ligações aparafusadas entre módulos

Tabela 9. Soluções para a ligação entre módulos das asnas em estudo

Asnas\Elementos de ligação			Chapas da ligação	Parafusos	Porcas	Anilhas
Asna 1 - módulos existentes	Banzo superior	HEB 220 reforçado c/ 2 chapas de 5 mm	2 Chapas 320x240x20	6 Parafusos H ISO 8765 M27x110-8.8	6 Porcas H ISO 8673 – M27x2-10	12 Anilhas NP - ISO 7089 - 27 - 140 HV
	Banzo inferior	HEA 180 reforçado c/ 2 chapas de 15 mm	2 Chapas 300x240x20	8 Parafusos H ISO 8765 M27x110-8.8	8 Porcas H ISO 8673 – M27x2-10	16 Anilhas NP - ISO 7089 - 24 - 140 HV
Asna 2 - 2,80 m entre os eixos dos banzos	Banzo superior	HEB 200 deitado	2 Chapas 200x200x20	6 Parafusos H ISO 8765 M24x100-10.9	6 Porcas H ISO 8673 - M24x2-10	12 Anilhas NP - ISO 7089 - 24 - 140 HV
	Banzo inferior	HEB 200 deitado	2 Chapas 200x200x20	8 Parafusos H ISO 8765 M24x100-10.9	8 Porcas H ISO 8673 - M24x2-10	16 Anilhas NP - ISO 7089 - 24 - 140 HV
Asna 3 - Asna com 2,79 m entre os eixos dos banzos	Banzo superior	HEB 220	2 Chapas 220x280x20	6 Parafusos H ISO 8765 M24x90-10.9	6 Porcas H ISO 8673 - M24x1,5-10	12 Anilhas NP - ISO 7089 - 24 - 140 HV
	Banzo inferior	HEB 200 deitado	2 Chapas 200x200x20	8 Parafusos H ISO 8765 M24x90-10.9	8 Porcas H ISO 8673 - M24x1,5-10	16 Anilhas NP - ISO 7089 - 24 - 140 HV
Asna 4 - Asna com 2,79 m entre os eixos dos banzos	Banzo superior	HEB 220	2 Chapas 220x280x20	6 Parafusos H ISO 8765 M24x90-10.9	6 Porcas H ISO 8673 - M24x1,5-10	12 Anilhas NP - ISO 7089 - 24 - 140 HV
	Banzo inferior	HEB 200	2 Chapas 200x360x20	8 Parafusos H ISO 8765 M24x90-10.9	8 Porcas H ISO 8673 - M24x1,5-10	16 Anilhas NP - ISO 7089 - 24 - 140 HV
Asna 5 - Asna com 2,83 m entre os eixos dos banzos	Banzo superior	Oco 180x180x12,5	2 Chapas 300x240x20	8 Parafusos H ISO 8765 M24x90-10.9	8 Porcas H ISO 8673 - M24x1,5-10	16 Anilhas NP - ISO 7089 - 24 - 140 HV
	Banzo inferior	160x160x12,5	2 Chapas 280x240x20	8 Parafusos H ISO 8765 M24x90-10.9	8 Porcas H ISO 8673 - M24x1,5-10	16 Anilhas NP - ISO 7089 - 24 - 140 HV

#### 4.3.8. Definição das ligações soldadas entre os elementos do mesmo módulo

Cada módulo de 5 m que compõe a asna terá os elementos ligados entre si por ligações soldadas, nomeadamente os montante e as diagonais com os banzos, sendo que as chapas que intervêm nas ligações aparafusadas entre módulos também são fixas por soldadura. A soldadura das chapas varia consoante sejam ligadas ao banzo superior ou inferior, devido à diferente disposição desta no topo a que se pretende ligar ( Figura 38).

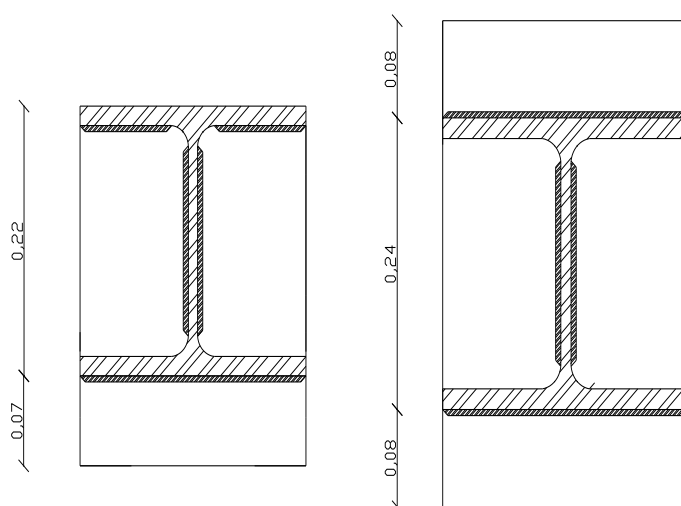


Figura 38. Ligações soldadas entre os perfis HEB's dos banzos superior e inferior com as chapas de ligação

Os montantes e as diagonais da alma da asna ligam-se aos banzos com ligações soldadas do género do esquema representado na parte direita da Figura 38.

Fazendo uma análise de tensões para os cordões de soldadura, com a configuração e nomenclatura referida na Figura 40 e considerando as ligações executadas em soldadura em cordões de ângulo (Figura 39).

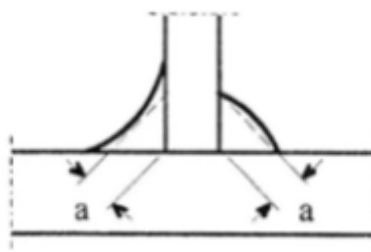


Figura 39. Cordões de ângulo

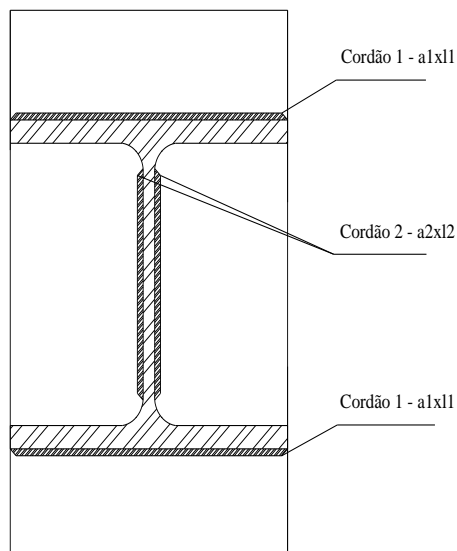


Figura 40. Nomenclatura atribuída aos cordões de soldadura neste tipo de ligação

As considerações teóricas seguidamente apresentadas são baseadas nos apontamentos de Construção Metálica - Ligações Soldadas do Professor Paulo Vila Real. As ligações soldadas em estudo apenas terão que resistir ao esforço de tracção aí aplicado, pois será este o único tipo de esforço nas ligações na asna, visto não existirem esforços transversos ou momentos nos elementos que a constituem. Assim as tensões normais e de corte existentes nos cordões de soldadura devido ao esforço de tracção  $N$  na ligação serão:

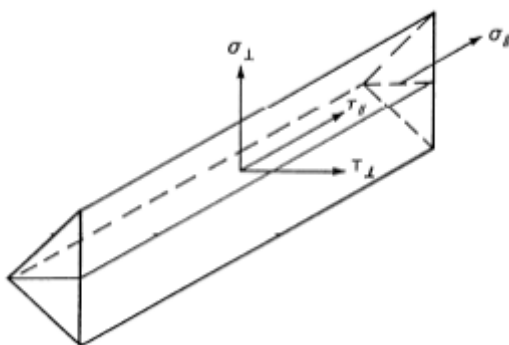


Figura 41. Tensões num cordão de ângulo

$$\tau_{\perp}^{(1)} = \sigma_{\perp}^{(1)} = \tau_{\perp}^{(2)} = \sigma_{\perp}^{(2)} = \frac{N/\sqrt{2}}{(2a_1l_1 + 2a_2l_2)} \quad (4.27)$$

$$\tau_{\parallel}^{(1)} = \tau_{\parallel}^{(2)} = 0 \quad (4.28)$$

No plano de rotura de um cordão de soldadura o estado de tensão é definido por  $\sigma_{\perp}$ ,  $\tau_{\perp}$ ,  $\tau_{//}$ . Aplicando o critério de rotura de Von Mises dado por:

$$\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2) \leq f_y^2 \quad (4.29)$$

Obtém-se, deste modo, o “método direccional”, resultando a expressão:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \quad (4.30)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (4.31)$$

Sabendo que  $a$  é a espessura e  $l$  é o comprimento torna-se possível calcular a área do plano de rotura do cordão de soldadura, que aplicada às expressões acima referidas permite o dimensionamento desses cordões.

#### 4.3.8.1. Procedimento de cálculo

O esforço de tracção  $N$  que entra no dimensionamento dos cordões resulta do esforço de tracção resistente dos elementos que se pretendem ligar. Deste modo importa referir que:

$$N = A \times f_y \quad (4.32)$$

Em que  $A$  corresponde à área do perfil

O comprimento do cordão de soldadura  $l$  corresponde, conforme a Figura 42, à distância estimada pelas características tabeladas dos perfis de aço. Isto é, para o esquema representado no lado esquerdo da figura, que exemplifica o perfil HEB 220 do banzo superior, o valor de  $l_1$  corresponde à soma de  $l_1' + l_1''$  e não à base do perfil pois existiria um determinado comprimento que não estaria ligado, sendo então mais conservativo considerar um  $l_1$  mais pequeno. O valor de  $l_2$  corresponde ao tamanho da alma decrescido do raio do cordão de soldadura que liga os banzos à alma deste. No caso do esquema do lado direito da figura, que corresponde à ligação do HEB 200 do banzo inferior o valor de  $l_1$  já corresponderá à base do perfil.

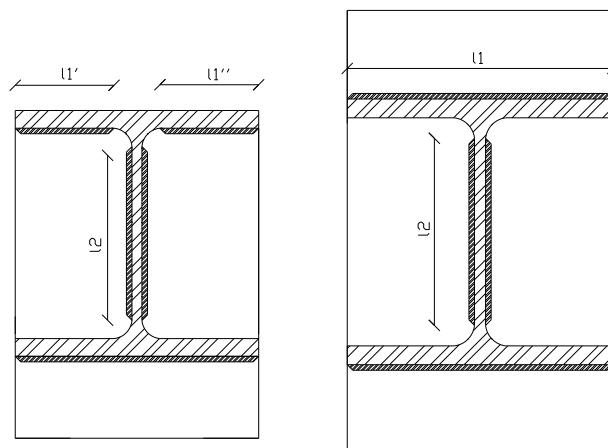


Figura 42. Comprimentos dos cordões de soldadura nas ligações da chapa ao perfil do banzo superior e ao perfil do banzo inferior

Partindo das expressões obtém-se a inequação de dimensionamento dos cordões de soldadura. Atribuindo um valor à espessura dos cordões 2 ( $a_2$ ) determina-se uma espessura para os cordões 1 ( $a_1$ ), sendo que as restantes variáveis já são conhecidas:

$$a_1 \geq \frac{N \times \beta_w \times \gamma_{M2}}{\sqrt{2} \times f_u \times l_1} - \frac{a_2 \times l_2}{l_1} \quad (4.33)$$

Do mesmo modo, esta expressão aplica-se para a ligação dos perfis reforçados ou dos perfis ocos, de acordo com a configuração da Figura 43.

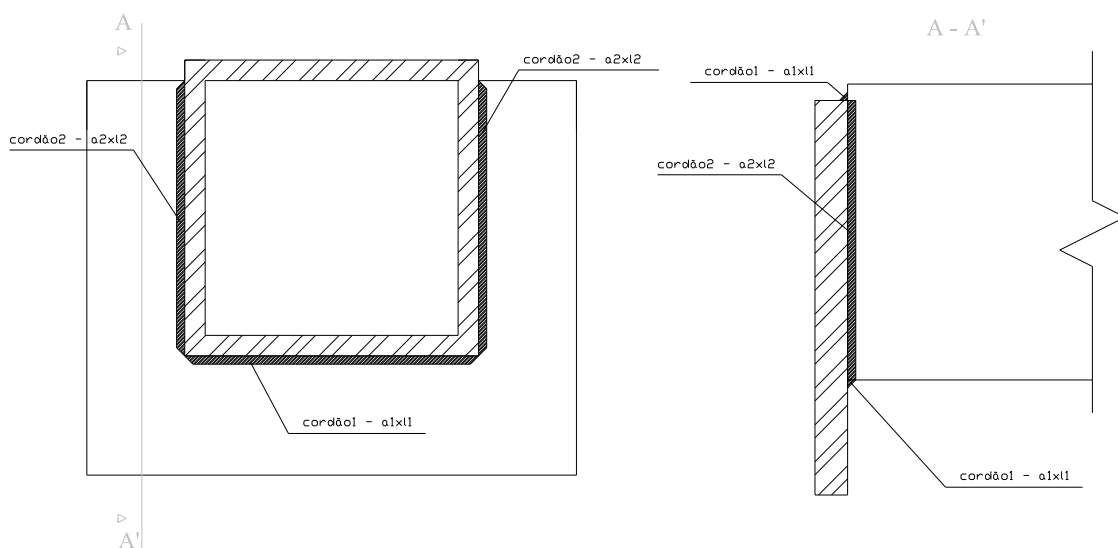


Figura 43. Ligação soldada entre a chapa e o perfil oco do banzo superior da asna



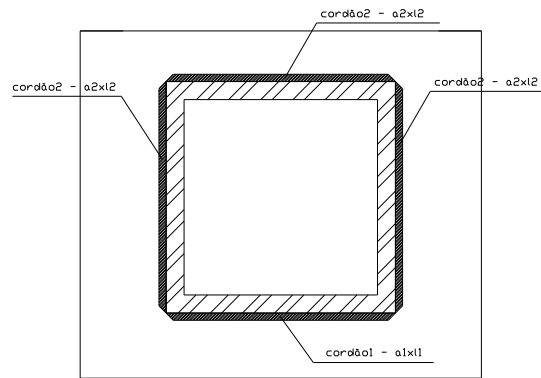


Figura 44. Ligação soldada entre a chapa e o perfilado do banzo inferior

A ligação das chapas de reforço aos perfis da asna existente de 25 m (Asna1 também é conseguida por ligações soldadas nas juntas destas com os banzos desses perfis (Figura 45). No dimensionamento dos cordões de soldadura admite-se que cada cordão deverá resistir a metade do esforço de tracção da chapa, visto que são cordões laterais, estando então cada cordão sujeito às tensões tangenciais no seu eixo longitudinal. Utilizando da mesma forma o “método direccional” e analisando o estado de tensão:

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0 \quad (4.34)$$

$$\tau_{//} = \frac{N}{2a^1l^1} \quad (4.35)$$

Obtém-se a espessura de cada cordão:

$$a_1 \geq \frac{N \times \beta_w \times \gamma_{M2} \times \sqrt{3}}{2 \times f_u \times l^1} \quad (4.36)$$

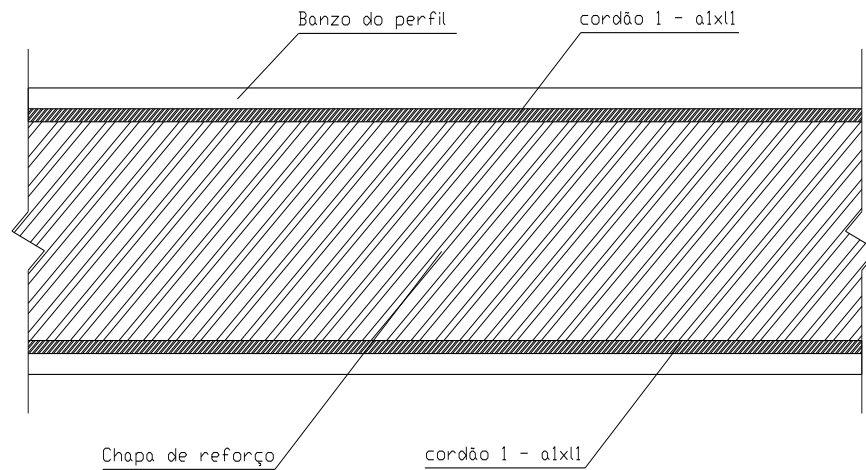


Figura 45. Ligação soldada da chapa de reforço aos perfis dos banzos

#### 4.3.9. Resultados das ligações soldadas

Na Tabela 10 apresentam-se os resultados para as ligações soldadas dos banzos com as chapas de ligação e ainda os resultados dos cordões de soldadura para a ligação dos montantes e das diagonais com os banzos da asna.

A Tabela 11 representa a espessura a adoptar nos cordões de soldadura das chapas de reforço dos perfis da Asna 1.

Tabela 10. Características geométricas dos cordões de soldadura das várias asnas

Asna\Cordões de soldadura			Banzo do perfil		Alma do perfil	
			a1 (cm)	l1 (cm)	a2 (cm)	l2 (cm)
Asna 1 - módulos existentes	Banzo superior	HEB 220 reforçado c/ 2 chapas de 5 mm	1,5	22	1	15,2
	Montante	HEA 100	1,1	5,5	0,5	7,5
	Diagonal	HEA 120	1	14	1	7,4
	Banzo inferior	HEA 180 reforçado c/ 2 chapas de 15 mm	1,4	24	1	16,7
Asna 2 - 2,80 m entre os eixos dos banzos	Banzo superior	HEB 200 invertido	1,5	22	1	15,2
	Montante	IPE 100	1,1	5,5	0,5	7,5
	Diagonal	HEB 120	1	14	1	7,4
	Banzo inferior	HEB 200 invertido	1,4	24	1	16,7
Asna 3 - Asna com 2,79 m entre os eixos dos banzos	Banzo superior	HEB 220	1,5	22	1	15,2
	Montante	IPE 100	1,1	5,5	0,5	7,5
	Diagonal	HEB 120	1	14	1	7,4
	Banzo inferior	HEB 200 invertido	1,4	24	1	16,7
Asna 4 - Asna com 2,79 m entre os eixos dos banzos	Banzo superior	HEB 220	1,5	22	1	15,2
	Montante	IPE 100	1,1	5,5	0,5	7,5
	Diagonal	HEB 120	1	14	1	7,4
	Banzo inferior	HEB 200	1,4	24	1	16,7
Asna 5 - Asna com 2,83 m entre os eixos dos banzos	Banzo superior	RHS 180x180x12.5	1,5	18	1	18
	Montante	RHS 80x80x8	1	8	0,5	8
	Diagonal	RHS 100x100x8	1	10	0,5	10
	Banzo inferior	RHS 160x160x12.5	1,5	16	1	16

Tabela 11. Espessura dos cordões de soldadura na ligação das chapas de reforço aos perfis

Elemento	Perfil	a (cm)
Banzo superior	HEB 220 reforçado com 2 chapas de 5 mm	0,5
Banzo inferior	HEA 180 reforçado com 2 chapas de 15 mm	0,5

#### 4.4. Definição do processo de elevação das asnas

O conjunto de asnas que constituirão o cimbra de suporte à betonagem de um determinado troço de tabuleiro, são colocadas nessa posição individualmente, com o auxílio de uma grua para a elevação desde o solo até à posição de serviço pretendida.

A elevação gera esforços nos elementos da asna que podem ser condicionantes à estabilidade da estrutura, visto que as condições de amarração dos cabos da grua à asna são decisivas. Aquando da elevação o banzo inferior comprime-se de tal modo que o esforço a que está sujeito pode condicionar em termos de encurvadura por flexão, pois os comprimentos de encurvadura são muito elevados (correspondendo ao comprimento real do elemento).

Analisando, ou pensando a asna como uma viga de alma cheia, prevê-se que quanto menor for a abertura das correntes de amarração, maiores serão os comprimentos em consola nas asnas, gerando-se momentos negativos muito elevados e consequentemente maiores esforços de compressão no banzo inferior. Por outro lado se a abertura das correntes for muito elevada, implica que o comprimento das correntes seja elevado e consequentemente aumentem as alturas de manobra e possíveis esforços de compressão no banzo superior (entre os pontos de amarração).

De modo a evitar a utilização de correntes com comprimentos elevados, pode-se utilizar um perfil auxiliar que nunca poderá ter um comprimento superior a 12 m devido às limitações de transporte do perfil para obra. Será a partir deste perfil que se amarrarão as asnas, com as correntes a saírem da extremidade deste.

Assim neste ponto é apresentado um estudo que permite verificar qual o método de elevação menos condicionante. A análise é realizada pela modelação do processo de

elevação das asnas em SAP 2000, permitindo uma análise de esforços pormenorizada a cada elemento da mesma.

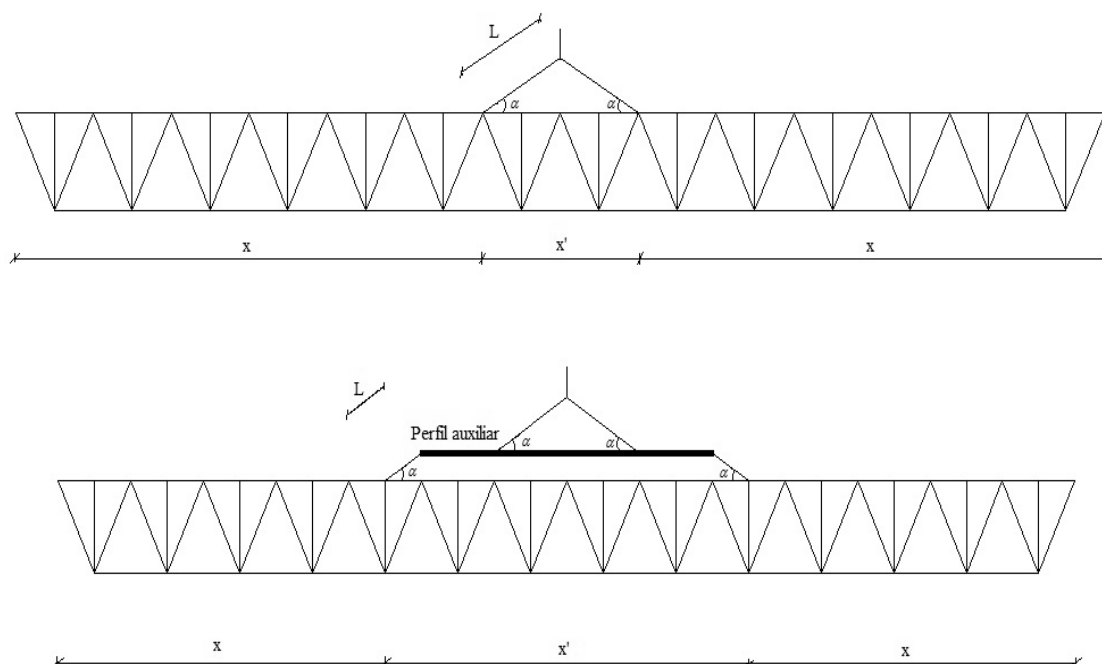


Figura 46. Elevação da asna sem auxílio de um perfil e com recurso a um perfil

Analisando a Figura 46, prevê-se que a asna fica suspensa em dois pontos em ambos os casos, pelo que abordando-a como uma viga de alma cheia permite obter uma perspectiva dos esforços a que os banzos estão sujeitos. Como a Figura 47 evidencia, a viga de alma cheia possui momentos negativos devido às consolas provocadas pelas amarrações dos cabos. Sendo a asna uma viga treliçada, então possui essencialmente esforços axiais nos seus elementos pelo que os momentos negativos nesta viga triangulada, geram esforços de compressão no seu banzo inferior e de tracção no banzo superior (Figura 48).

Ora os esforços que ocorrem no banzo inferior carecem duma verificação de segurança fundamental à encurvadura por flexão porque a esbelteza do banzo será elevada, derivado da falta de travamento, nesta fase, para fora do plano da asna.

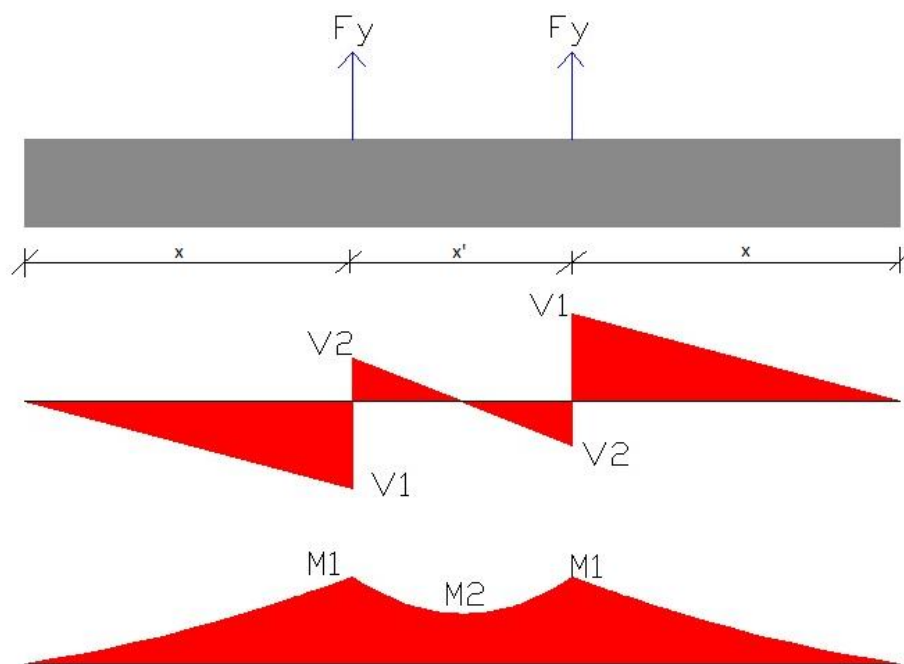


Figura 47. Diagramas de esforços numa viga de alma cheia

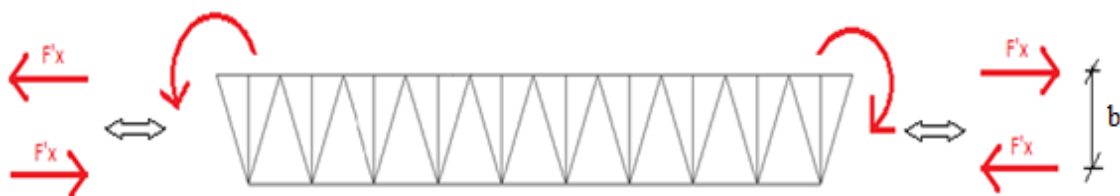


Figura 48. Momentos na asna e os respectivos esforços axiais gerados nos banzos

Sendo que a utilização do perfil auxiliar à elevação, correntemente chamado de “balança”, reduz consideravelmente as consolas na asna, a escolha recairá na sua utilização. Este perfil suporta uma carga elevada proveniente do peso próprio da asna e será suspenso nas correntes da grua, tornando-se obrigatório realizar as análises resistentes do mesmo à compressão, ao esforço transversal, à flexão, à encurvadura por flexão e à encurvadura lateral, de acordo com as condições impostas pelo Eurocódigo3-Parte 1-1.

#### 4.4.1. Elevação da asna de 25 m acrescida em 2 módulos

Esta análise vem confirmar a grande vulnerabilidade da asna de 25 m acrescida em 2 módulos de 5 m, aos esforços de compressão no banzo inferior, visto que para um comprimento de encurvadura igual ao do próprio banzo este apresenta um valor resistente,  $N_{b,Rd}$ , muito baixo (17, 40 kN).

#### 4.4.2. Elevação da Asna1

A asna reforçada em relação à asna de origem, possui um peso próprio maior, conferido pelos elementos de reforço, mas em contrapartida possui maior capacidade resistente à encurvadura por flexão visto que as chapas colocadas lateralmente entre os banzos do perfil HEA 180 conferem-lhe uma área ( $A$ ) e um raio de giração ( $i$ ) maiores. Deste modo a resistência à encurvadura por flexão será de 74,30 kN. Importa referir que o facto de a asna estar sujeita apenas ao seu peso, a resistência dos restantes elementos nunca é posta em causa.

Uma primeira modelação com a asna suspensa por correntes na vertical a partir de um perfil “balança” com 10m permite verificar que este processo irá empenar o banzo inferior porque gera um esforço de compressão neste elemento de 75 kN, superior ao valor resistente acima referido. Modelando a asna com as correntes a saírem da extremidade de um perfil com 12m e amarrando no montante mais próximo verifica-se que a compressão que se instala (54 kN) no perfil do banzo inferior não gera instabilidade.

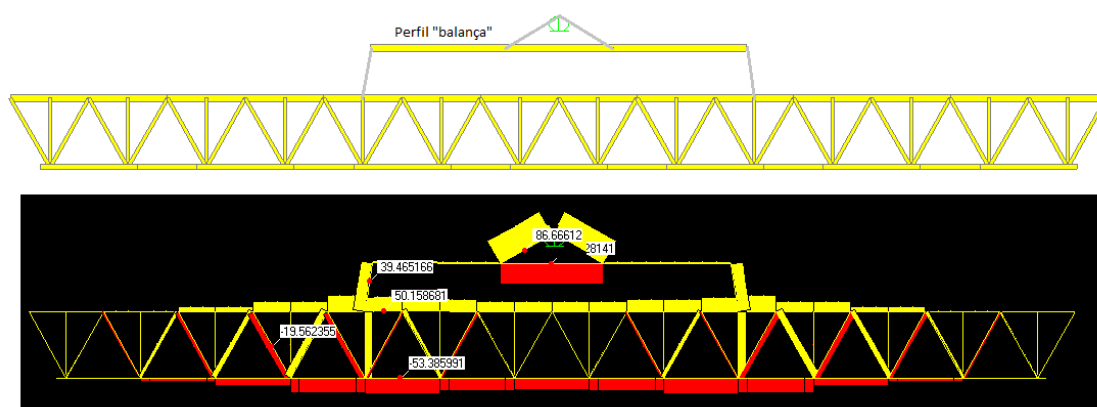


Figura 49. Processo de elevação que evita o empenamento da Asna1

A decisão de utilizar um perfil maior (12m) em detrimento do uso de correntes na diagonal a partir do perfil de 10m prende-se com o facto de isto permitir que a amarração não produza grandes alturas de manobra, reduzindo o balanceamento da asna aquando da elevação.

#### 4.4.3. Elevação da Asna2

O cálculo do esforço resistente à encurvadura por flexão do perfil HEB 200 deitado apresenta um valor elevado de 103,10 kN, que em comparação com a compressão a que está sujeito na elevação por intermédio por correntes verticais a partir do perfil auxiliar é bastante superior, concluindo-se que é um processo movimentação viável.

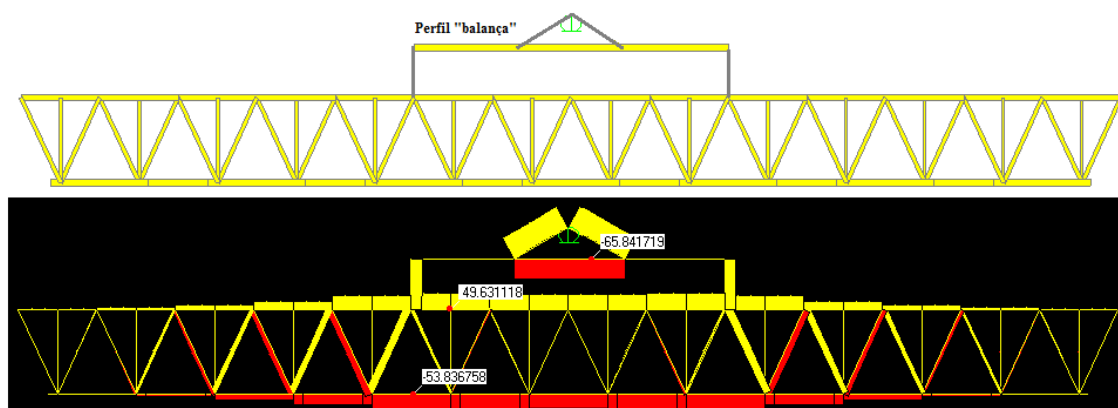


Figura 50. Processo de elevação da Asna2

#### 4.4.4. Elevação da Asna3

A análise da Asna3, elevada por correntes verticais a partir do perfil auxiliar de 10m, verifica a segurança do banzo inferior, porque à semelhança da Asna2 o banzo inferior possui a mesma secção e consequentemente um  $N_{b,Rd}$  de 103,10 kN, estando sujeito a um esforço axial de compressão de apenas 56 kN.

#### 4.4.5. Elevação da Asna4

Modelando esta asna com o mesmo processo elevatório que a anterior, verifica-se que esta não verifica a encurvadura por flexão do banzo inferior pois o HEB 200 na posição corrente possui um  $N_{b,Rd}$  de apenas 37,55 kN. Estando esta asna sujeita aos mesmos esforços que a Asna3 visto que os seus elementos têm as mesmas secções e a altura entre os eixos dos banzos é a mesma, torna-se necessário alterar o processo de elevação. Opta-se por utilizar um perfil “balança” de 12m abrindo correntes para a intercepção das diagonais situada a 1,5 m como exemplifica a Figura 51. Neste caso o



banzo inferior estará sujeito a um esforço de compressão de 34,6 kN que garante a segurança.

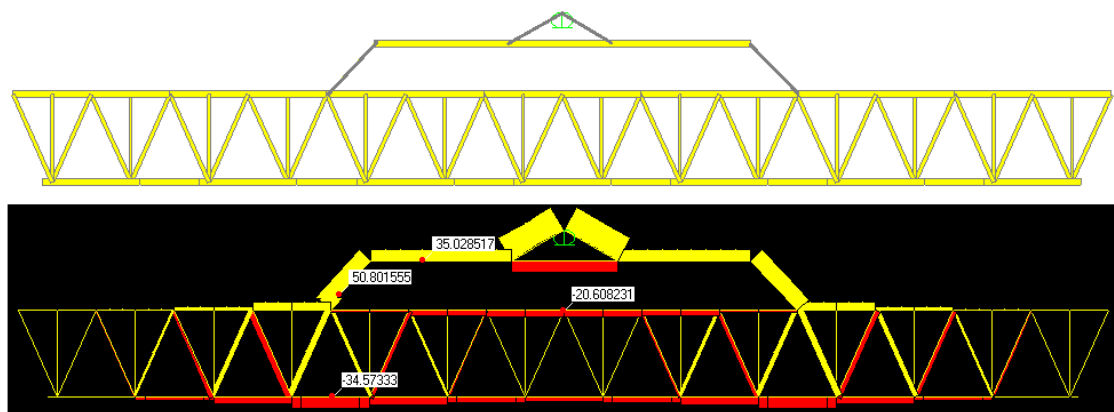


Figura 51. Processo de elevação da Asna4

#### 4.4.6. Elevação da asna de perfis tubulares ocos (Asna5)

Esta asna que é constituída por perfis tubulares, apresenta um banzo inferior (RHS 160x160x12.5) com uma resistência à encurvadura por flexão de 63,8 kN. Sendo a asna elevada em suspensão por correntes verticais a partir da “balança” e estando sujeita a um esforço de compressão de 55 kN, verifica-se a segurança.

#### 4.4.7. Perfil de auxílio à elevação das asnas (balança)

A modelação das cinco soluções de asna possíveis demonstra que é possível elevar as asnas sem o recurso a processos complexos, utilizando simplesmente um perfil auxiliar que substitui os grandes comprimentos de cabo que seriam necessários para se conseguir um tipo de amarração pouco condicionante na geração de esforços nos elementos. À partida para se conseguir uma abertura de amarração de 10 m seriam necessários entre 5,5 e 6 m de cada cabo de suspensão num ângulo de amarração entre 25° e 30° gerando alturas para a movimentação da asna que variam entre os 2,3 m e os 3,3 m. Ora utilizando o perfil “balança” consegue-se para o mesmo efeito uma altura movimentação mais reduzida (1 m) com um ângulo de amarração das correntes (2 m cada corrente) de 30°.

À excepção das Asnas 1 e 4, todas as outras conseguem vencer a elevação com recurso a uma balança de 10 m a amarrar a asna com correntes na vertical (Figura 50).

No caso da Asna 1 e 4 é necessário utilizar perfis “balança” com 12 m com correntes a saírem das suas extremidades amarrando a 0,25 m no montante e a 1,5 m na intercepção das diagonais, respectivamente para a Asna1 e Asna4 (Figura 49 e Figura 51).

As análises das elevações produzidas em SAP 2000 permitem definir a secção do perfil “balança” que responde positivamente aos requisitos de segurança impostos pelo Eurocódigo 3- Parte1-1. Verificou-se deste modo que a balança de 12 m terá que ser em HEB 240 e a de 10 m em HEB 220.

#### **4.5. Análise de custos para as cinco soluções de asnas obtidas**

O Aço, à semelhança do carvão e da energia, é uma matéria-prima de elevada procura, pelo que sofre oscilações bastante variáveis no seu preço associadas ao princípio da “oferta-procura”. Actualmente, devido à enorme procura do aço por parte dos gigantes Asiáticos (China e Índia), tem uma elevada cotação no mercado internacional transpondo-se ao mercado nacional pelo facto de ser um produto fortemente importado para a indústria siderúrgica nacional. Deste modo facilmente se percebe que os preços estão sujeitos a grandes oscilações quer na procura desta matéria-prima ou na produção da mesma, visto as variáveis que o definem serem de difícil controlo (AdC 2004). Devido aos factores referidos, os custos apresentados para as soluções de asnas em estudo, pretendem essencialmente fazer uma estimativa de custos e comparar as soluções sob o ponto de vista económico.

É a partir do aço que se produzem os perfis metálicos e os outros elementos usados nas ligações aparafusadas, havendo então, custos associados. No mesmo sentido a produção das asnas a partir dos perfis também envolve custos que importam referir:

- O preço do aço actualmente situa-se nos 0.58€/kg para a produção de perfis de secção cheia, enquanto na produção de perfis tubulares o custo pode variar de 0.70€/kg a 2.00€/kg;
- O custo de fabrico dos perfis situa-se por volta dos 0.40€/kg;
- Os perfis HEB's utilizados têm custos de produção de 0,869 €/kg (<http://orcamentos.eu/> (30 de Setembro de 2011));
- O perfil IPE 100 utilizado tem um custo de fabrico de 0,817 €/kg (<http://orcamentos.eu/> (30 de Setembro de 2011));
- A pintura anda por volta dos 0,20€/kg;

- O preço de montagem da asna situa-se entre os 0,30€/kg e os 0,70€/kg, dependendo dos equipamentos, número de equipas, cargas, etc.

Há custos comuns a todas as soluções de asna, nomeadamente a pintura dos elementos e o custo de montagem da asna, considerando-se no caso 0,50 €/kg.

A solução Asna1 é resultado do reforço com chapas da asna já existente de 25 m acrescida em 2 módulos de 5 m. Para as chapas considera-se o preço do ferro de 0,58 €/kg, um custo de fabrico de 0,5 €/kg porque apresenta uma forma rectangular de dimensões reduzidas obrigando a um corte trabalhoso e minucioso. Sendo que o reforço envolve grandes quantidades de soldadura define-se o preço da montagem em 0,70 €/kg.

As asnas que têm as suas secções em HEB's e IPE's têm o custo acima referido, enquanto a asna de perfis tubulares quadrados têm valores bastante mais elevados, porque o fabrico de perfis ocos é de execução mais complexa, adoptando-se no caso específico o valor de 1,5 €/kg.

Assim determinam-se os custos associados a cada módulo de 5 m e a cada solução de asna de 35 m de vão.

Tabela 12. Custos associados a cada asna

	Custo modular (€)	Custo dos módulos+ custo das ligações (€)
Asna 1	447	3400
Asna 2	1503	10686
Asna 3	1579	11231
Asna 4	1579	11292
Asna 5	2164	15390

#### 4.6. Análise comparativa entre as três asnas – vantagens e desvantagens

Tabela 13. Vantagens e desvantagens das 5 soluções de asnas obtidas

Asna	Vantagens	Desvantagens
Asna1	Facilidade e celeridade na produção das asnas; Custo de produção muito menor que as outras soluções de asna.	O processo de movimentação da asna obriga à utilização de um perfil balança HEB 240 de 12m mais caro que o das outras asnas; As ligações aparafusadas têm que sair para fora do plano da asna; O reforço exige muitos trabalhos de corte e soldadura; Necessidade de se proceder à remoção das chapas da ligação frontal dos módulos, substituindo-as por chapas novas; Solução de asna com menor capacidade de carga.
Asna2	É a asna produzida integralmente de peso e custo de produção menores (959,4kg e 1503€ por módulo); O perfil de auxílio à elevação tem 10m e secção HEB 220, sendo mais vantajoso economicamente em relação ao de 10 m.	A ligação soldada dos elementos da alma com os banzos é a de execução mais complexa.
Asna3	Tem o perfil do banzo superior na posição direita, o que facilita a ligação dos elementos da alma aos banzos. As ligações aparafusadas nos banzos não saem para fora do plano da asna; As vantagens económicas da utilização do perfil “balança” de 10 m em relação ao de 12 m.	Esta asna tem um peso e um custo de produção superior ao da asna 2 (1008 kg e 1579 € por módulo).
Asna4	As ligações soldadas são de fácil execução, pois as superfícies de ligação são regulares e de fácil acesso, visto que os perfis dos banzos estão na posição corrente; As ligações aparafusadas não saem fora do plano da asna.	À semelhança da Asna1 o processo de elevação é o mais dispendioso; Tal como a Asna3 tem um peso e custo de produção superior à Asna2.
Asna5	Todos os elementos possuem secções quadradas regulares que permitem maior facilidade na ligação dos elementos a soldar; O perfil de auxílio à elevação tem as vantagens já referidas para as Asnas 2 e 3.	Esta asna apesar de apresentar um peso menor que a Asna4 possui um custo de produção superior (983,5 kg e 2164 €); As ligações aparafusadas saem fora do plano da asna.

#### 4.7. Definição das melhores soluções para a asna

Analizando a Tabela 13 e sabendo que as soluções apresentadas possuem capacidades de carga muito idênticas define-se facilmente a solução da Asna1. Esta asna possui uma capacidade de carga de 25,5 kN/m. O factor de escolha primordial passa pelo baixo custo do reforço e pela celeridade com que se pode obter a solução

final. Assim existem asnas que conseguem uma boa capacidade de carga para 25m de vão e que a aumentam bastante devido ao reforço, tornando-se então a escolha desta solução duplamente vantajosa.

Caso não haja a pretensão em reforçar os módulos existentes, por uma qualquer razão (degradação dos módulos, pretender possuir mais asnas, entre outras razões), opta-se pela escolha da Asna2 que possui os perfis nos banzos na posição deitada. Esta escolha fundamenta-se pelo menor custo de produção associado e até pelo facto do processo de elevação ser o mais estável.

A solução dos perfis tubulares ocos elimina-se logo à partida pois tem um custo produção elevadíssimo que teria consequências económicas relevantes após a produção de uma série de asnas que constituiriam o sistema de cimbres. Por outro lado, as soluções de Asna 3 e 4, apesar de excluídas em detrimento da solução da Asna2, também se consideram alternativas viáveis.

Um dos factores condicionantes à escolha é o peso máximo de 10000 kg que a grua pode movimentar, mas que não tem influência na escolha porque o peso das soluções situam-se entre os 7000 kg e os 7500 kg e o peso dos perfis de auxílio à elevação é de 621kg e 882 kg nunca se atingindo em nenhum dos casos o limite de peso em causa.

#### 4.7.1. Caracterização física e técnica das asnas

As asnas, como se referiu anteriormente, são formadas por módulos de 2,5 e/ou 5 m, havendo deste modo a possibilidade de se adaptarem a diferentes vãos das obras de arte. No caso do comprimento específico das asnas, este pode ser múltiplo de 2,5 ou de 5 m pelo que se representa na Tabela 14 a capacidade de carga, em toneladas por metro, dos possíveis comprimentos de vão apresentados.

Tabela 14. Capacidade de carga (t/m) da Asna1 e Asna2 para determinados vãos

Comprimento de asna (m)	25	27,5	30	32,5	35
Asna 1 - módulos existentes reforçados	3800	3350	3050	2750	2500
Asna 2 - 2,80 m entre os eixos dos banzos	4700	4250	3050	3350	2850

#### 4.7.1.1. Descrição da Asna1 (módulos existentes reforçados)

Os módulos das asnas existentes reforçadas têm a configuração pormenorizada em 4.2, tendo as 2 chapas de reforço do banzo superior 0,188x4,96 m e 0,5 cm de espessura. O banzo inferior reforça-se com 2 chapas de 1,5 cm de espessura e 0,152x3,06 m. Com chapas iguais mas de 1,86 m de comprimento reforçam-se os perfis de ligação. As ligações entre módulos e as ligações entre os elementos do mesmo módulo vêm descritas na Tabela 9, Tabela 10 e Tabela 11. Visto que as ligações aparafusadas nesta asna são M27 (8.8) cada parafuso deverá ter um momento de aperto de 1070 N.m. Para os módulos de 2,5 m aplicam-se os mesmos reforços sendo necessário adaptar o comprimento das chapas de reforço nos banzos superior e inferior para 2,46 m e 0,56 m, respectivamente.

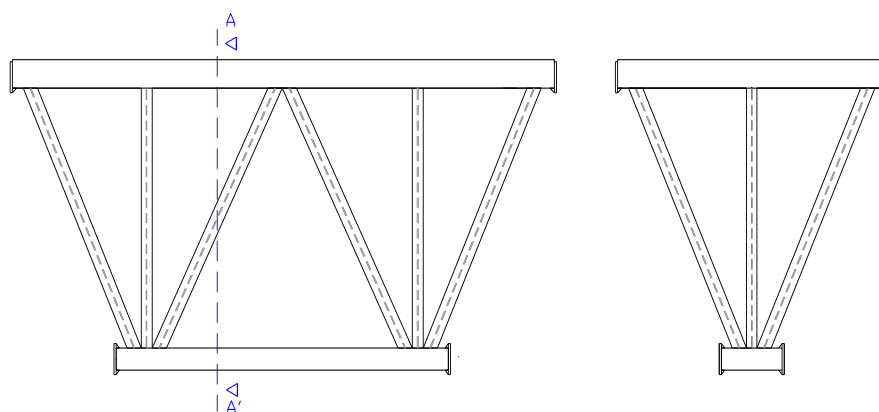


Figura 52. Módulos de 5 e 2,5 m das asnas existentes reforçadas

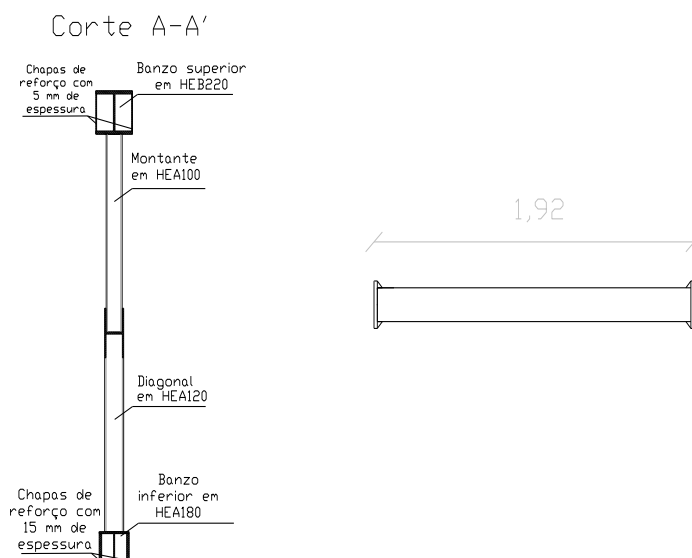


Figura 53. Corte A-A' da Asna1 e o perfil de ligação pelo banzo inferior da Asna1

#### 4.7.1.2. Descrição da Asna2 (perfis dos banzos na posição deitada)

Os módulos da solução de asna com os perfis dos banzos deitados têm as configurações abaixo indicadas. Os elementos da alma interligam-se aos banzos por intermédio de chapas com 2 cm de espessura. As características das ligações aparafusadas e soldadas vêm pormenorizadas na Tabela 9 e Tabela 10. O momento de aperto a aplicar aos parafusos M24 (10.9) é de 1010 N.m.

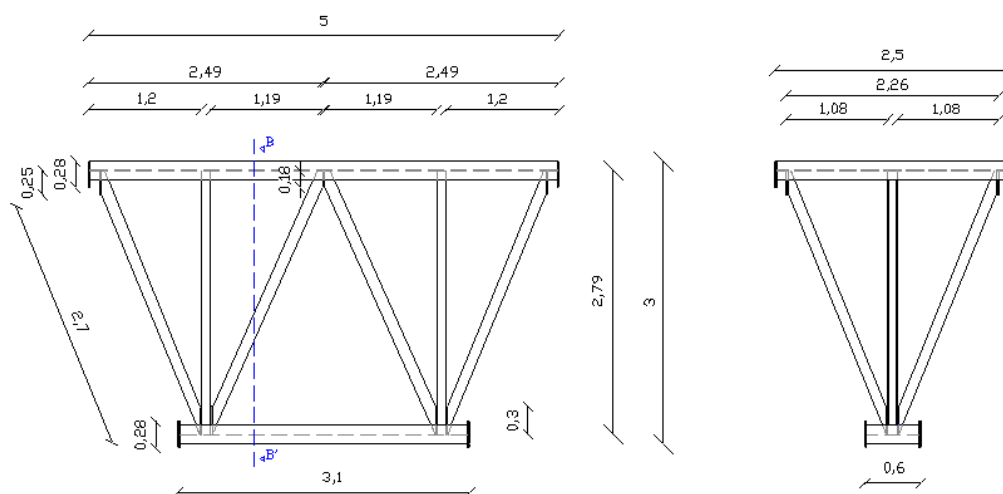


Figura 54. Módulos de 5 e 2,5 m da Asna2

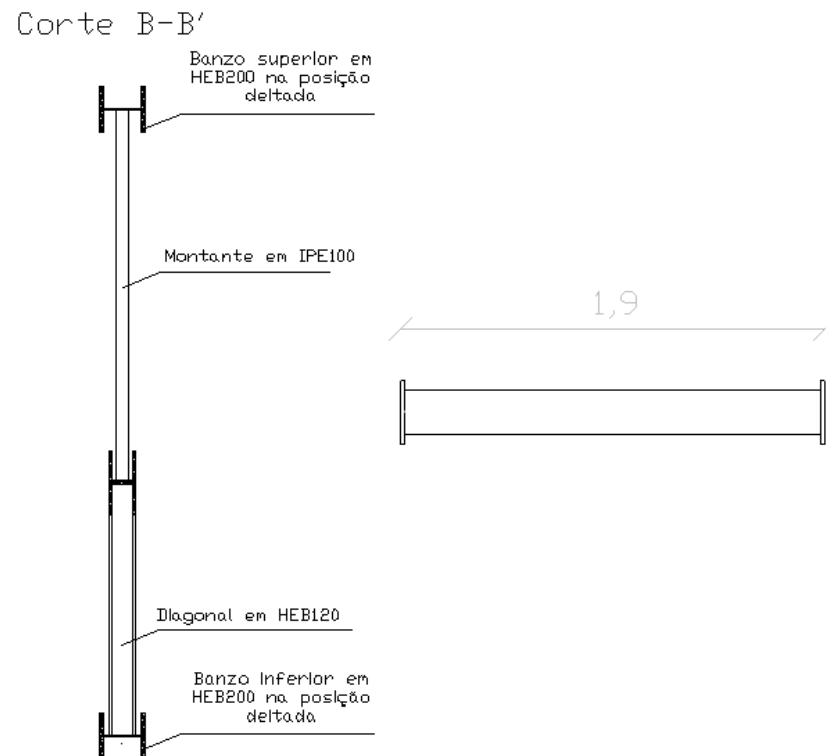


Figura 55. Corte B-B' da Asna2 e o perfil de ligação pelo banzo inferior da Asna2



## **5. MONTAGEM DOS MÓDULOS E COLOCAÇÃO DA ASNA NA POSIÇÃO DE BETONAGEM**

As asnas, assim como todos os elementos metálicos do sistema de cimbres, são transportados para a obra em camiões, pelo que os elementos não podem conter comprimentos superiores a 12 m.

Os módulos possuem 5 m de comprimento, que em conjunto de 7 módulos constituem uma asna de 35 m. Na constituição da asna entram ainda 6 perfis de ligação com comprimentos de 1,9 m que são responsáveis pela ligação do banzo inferior de cada módulo, dando continuidade ao mesmo e ainda os parafusos, as anilhas e as porcas para a interligação dos elementos.

O elevado peso dos módulos e dos perfis de ligação exige que a movimentação seja feita por intermédio de uma grua.

É possível, então, definir uma metodologia de montagem integral das asnas:

1. Verificar o estado dos diversos elementos da asna, analisando visualmente os possíveis empenos, problemas corrosivos e defeitos;
2. Nivelar a superfície do solo, numa zona que se preveja que seja vantajosa para o efeito, prevendo a conveniência de elevar a asna a partir dessa zona para a posição de betonagem. Os elementos deverão ser colocados sobre calços de madeira para facilitar as manobras dos mesmos;
3. Elevar e movimentar, com auxílio da grua, a partir do camião, os elementos, colocando-os sobre a superfície nivelada. Torna-se essencial colocar as várias peças de forma ordenada para facilitar os trabalhos de ligação;
4. Aplicar o momento aperto definido em função da classe dos parafusos na ligação parafusos para uma correcta solidarização dos módulos. Será necessário virar a asna ao contrário para apertar os parafusos que se encontram na zona inferior.

Após a montagem da asna, esta será elevada para a posição final de betonagem, salvaguardando os seguintes aspectos:

1. Movimentar a partir do camião o perfil auxiliar para a zona onde se encontra a asna, garantindo que os cabos da mesma se amarram ao perfil nos pontos definidos, situados a 3,3 m das extremidades do mesmo. Deste modo, para um comprimento de 2 m de corrente, estas fazem ângulos de 32° com o perfil;

2. Amarrar a asna, a partir dos pontos definidos para cada uma (zona de ligação de duas diagonais ao banzo superior, ou o montante), suspendendo-a posteriormente ao perfil auxiliar nos pontos definidos para o efeito (aproximadamente os extremos do perfil);
3. Elevar cautelosamente a asna, devido ao elevado peso e comprimento que esta possui, para a posição definida em projecto.

A desmontagem dos módulos da asna deve ser feita, após esta ser colocada sobre uma superfície nivelada, de modo a que o desaperto dos parafusos seja conseguido mais facilmente evitando que estes empenem, sendo então possível a sua reutilização.

## 6. CONCLUSÕES

Na actualidade existem diversos tipos de cimbres de suporte ao processo de betonagem das obras de arte. A escolha daquele que melhor sirva determinado processo baseia-se em determinadas condicionantes de ordem construtiva, económico-social, de disponibilidade de mão-de-obra especializada, dos condicionamentos da natureza, dos materiais disponíveis e da capacidade técnica dos empreiteiros.

A construção com o recurso a cimbres ao solo torna-se vantajosa quando a rasante das pontes é baixa e o vão é de pequena a média dimensão. Os cimbres ao solo podem-se subdividir em dois tipos, os cimbres em estrutura tubular (cavaletes) e os cimbres de torres e asnas. A escolha do cembre de torres e asnas em detrimento do cavalete prende-se no facto dos trabalhos a executar serem em obras de arte com rasantes altas, vãos mais compridos ou o se a zona abaixo do tabuleiro deve estar livre de escoramentos (zona de relevo acidentado ou de tráfego). Quando o cimbramento não se pode estender à totalidade do tabuleiro, torna-se necessário recorrer à betonagem tramo-a-tramo seguindo um dos três possíveis métodos construtivos que melhor se adequam à obra (construção por avanços sucessivos, por deslocamentos sucessivos ou por cimbres autoportantes e autolancáveis).

O facto dos cimbres de torres e asnas serem modulares torna-os vantajosos pelo facto de se adaptarem a várias alturas de rasante e a vários comprimentos de vão. As asnas têm os elementos que a constituem unidos em nós, pelo que os esforços a que estão sujeitas serão unicamente axiais aos seus elementos, tornando-as mais vantajosas do que as vigas de alma cheia visto que são capazes de suportar cargas elevadas, mesmo possuindo secções mais aligeiradas.

O dimensionamento deste tipo de cimbres torna-se simples porque conhecendo-se à partida a capacidade resistente das torres e das asnas é possível definir um número e espaçamento destes elementos capaz de suportar o processo de betonagem.

No dimensionamento da asna modular até 35 m de vão definem-se 5 soluções, sendo o reforço das asnas já existentes, asnas com novos perfis na posição deitada nos banzos, duas asnas com o banzo inferior na posição deitada e na posição corrente e por último uma asna formada por perfis de secção quadrada oca. As duas soluções mais vantajosas serão a da asna existente com os banzos reforçados e a asna com os perfis dos banzos na posição deitada porque apresentam vantagens sob o ponto de vista económico e na estabilidade de elevação e movimentação para a posição de betonagem pretendida.

Os módulos da asna são transportados para a obra e só aí são montados, no solo, imediatamente abaixo da posição pretendida para a asna. A montagem dos módulos é feita com o recurso a ligações aparafusadas, tornando-a de fácil execução. A colocação na posição de betonagem é realizada com o recurso a um perfil “balança” que está suspenso nos cabos de uma grua e que por sua vez suspende a asna.

Para desenvolvimentos futuros nesta matéria, pode-se pensar no dimensionamento de novos módulos com comprimentos variáveis até 5 m, capazes de atribuírem a estas asnas diversos comprimentos de modo a satisfazer-se a betonagem de tabuleiros com vãos variáveis que não unicamente múltiplos de 2,5 m. Noutro sentido também se pode considerar, no futuro, o desenvolvimento de ligações aparafusadas entre módulos que evitem o desencontro dos nós de ligação das diagonais nessas zonas evitando desse modo os esforços transversos que aí se gerem e que possam ser condicionantes à resistência das mesmas. Verificar a viabilidade de embutir nos próprios módulos das extremidades os apoios das asnas, evitando igualmente esforços transversos nessas zonas.

## 7. BIBLIOGRAFIA

1. BB20 e BB70 - A2 - Viaduto do Freixo (2006).
2. AdC (2004). Acompanhamento do mercado do Ferro e do Aço, Newsletter. Lisboa.
3. André, A. C. G. M. (2004). Estudo experimental da aplicação de pré-esforço orgânico num cimbra autolancável em modelo reduzido. Porto, FEUP.
4. Appleton, J. (2009/2010). DFA em engenharia de estruturas, Disciplina de opção - execução de estruturas.
5. Appleton, J., A. Costa, et al. (2006). Viadutos sobre os Rios Galvão e Real, JPEE.
6. Baptista, M. A. d. C. L. (1995). Análise diferida de pontes construídas tramo a tramo com cimbres autoportantes e autolancáveis. Porto, FEUP.
7. Bezerra, D. G. (2008). Estudo da interacção cimbra/tabuleiro durante a betonagem em pontes construídas tramo-a-tramo, FEUP.
8. Borges, D. (2009). Asnas Metálicas SDC - Ficha Técnica, Soares da Costa.
9. Borges, D. (2009). Colunas Metálicas BB50 SDC - Ficha Técnica, Soares da Costa.
10. Borges, D. and A. Mendonça (2009). Projecto de Cimbra da Ponte sobre o Rio Pinhão, Soares da Costa.
11. Canelas, A. and M. Santos (2007). Prevenção e Segurança na Construção Ferroviária: Execução de Passagens Superiores à Via Férrea em Exploração.
12. CEN (2005). Eurocode 3: Design of Steel Structures. EN 1993 - 1 - 8.
13. CEN (2005). Eurocode 3: Design of Steel Structures. EN 1993 - 1 - 1.
14. Companhia Estadual de Habitação e Obras Públicas. Cimbramento de grandes estruturas, contenções e escoramentos.
15. Departamento de engenharia mecânica, U. A. Desenho de construção mecânica - sistemas e componentes mecânicos normalizados de utilização corrente. UA.
16. Ferraz, M. Â. C. (2001). Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas. Porto, FEUP.
17. Group, A. Beams, Channels and Merchant Bars - Sales Program.
18. Guerra, A., A. André, et al. (2005). Cimbra auto-lancável com pré-esforço orgânico. V Congresso de Estruturas Metálicas e Mistas.
19. Hermenegildo, A. P. L. C. (2010). Tecnologia da Construção de Edifícios Metálicos - Estudo do Edifício Euro Tower.
20. <http://orcamentos.eu/>. ((30 de Setembro de 2011)). "Preço de perfis metálicos."

21. Kwak, H.-G. and J.-K. Son (2006). "Determination of design moments in bridges constructed with a movable scaffolding system (MSS)." *Computers & Structures*.
22. Lopes, D. J. d. O. (2009). *Viadutos Mistos Aço-Betão*, UA.
23. Martins, J. G. (2008). *Estruturas metálicas EC3 - Parte 1.1 IV*.
24. Martins, J. G. (2011). *Estruturas Metálicas - EC3 (versão 1993)-Ligações*.
25. Martins, O. M. L. P. (2009). *Modelo virtual de simulação visual da construção de pontes executadas por lançamento incremental*. Lisboa, IST.
26. Morim, M. M. F. (2008). *Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90 m*, FEUP.
27. Oliveira, P. D. R. (2008). *Regras para o dimensionamento de cimbres em estruturas de betão armado*, UA.
28. OPS, P. (2005). *Manual técnico, Cembre auto-lançável com OPS, Projecto piloto cembre da ponte do Rio Sousa*, FEUP, Mota-Engil.
29. Pereira, J. A. L. (2008). *Ligações de estruturas metálicas correntes*. Porto, Universidade Fernando Pessoa.
30. Póvoas, A. (2008). *Recomendações práticas para projecto de viadutos a construir com cimbres auto-lançáveis*. Encontro Nacional de Betão Estrutural. Guimarães.
31. Pugliesi, M. (2005). *Estruturas Metálicas*, Hemus Livraria, Distribuidora e Editora.
32. Real, P. V. *Apontamentos de Construção Metálica - Ligações Soldadas*. Universidade de Aveiro.
33. Rodrigues, R. A. d. A. (2008). *Estudo económico de processos construtivos de tabuleiros betonados in situ em pontes de pequeno e médio vão*, FEUP.
34. Silva, P. J. L. e. (2004). *As ferramentas de E-learning no ensino de pontes*. Escola de Engenharia, Universidade de Minho.
35. Silva, P. J. L. e. (2005). *As ferramentas de E-learning no ensino de pontes*.
36. Simões, R. A. D. (2007). *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas - Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Coimbra.
37. [www.peri.com](http://www.peri.com). (9 de Fevereiro de 2010).

## ANEXO A

### Exemplo do dimensionamento das secções da Asna1 com base na fase condicionante de suporte à betonagem

A.1 Os raios de giração dos banzos reforçados são determinados seguindo as expressões apresentadas em 4.3.4

- Reforço do banzo superior HEB 220 com 2 chapas de 5 mm de espessura:

$$I_Z^{perfil} = 2843 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A_{chapa} = 5 \times 188 = 940 \text{ mm}^2$$

$$A_{secção} = 9100 + 2 \times 940 = 10980 \text{ mm}^2$$

$$I_Z^I = 2843 \times 10^4 + \left( \frac{188 \times 5^3}{12} + 940 \times \left( \frac{220}{2} - \frac{5}{2} \right)^2 \right) \times 2 = 50159666,67 \text{ mm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{50159666,67}{10980}} = 67,6 \text{ mm}$$

- Reforço do banzo inferior HEA 180 com 2 chapas de 15 mm:

$$I_Z^{perfil} = 924,6 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$A_{chapa} = 15 \times 152 = 2280 \text{ mm}^2$$

$$A_{secção} = 4530 + 2 \times 2280 = 9090 \text{ mm}^2$$

$$I_Z^I = 926,6 \times 10^4 + \left( \frac{152 \times 15^3}{12} + 2280 \times \left( \frac{180}{2} - \frac{15}{2} \right)^2 \right) \times 2 = 40368000 \text{ mm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{40368000}{9090}} = 66,6 \text{ mm}$$

A.2 Processo de cálculo do valor resistente das secções dos elementos da Asnal (banzos reforçados) carregada em fase de betonagem, que segue as equações apresentadas em 4.3.1

- O banzo superior em HEB 220 está sujeito à compressão pelo que o fenómeno de instabilidade condicionante será a encurvadura por flexão:

$$A_{\text{secção}} = 0,01098m^2$$

$$f_y = 235000kPa$$

$$i_z = 67,6mm$$

$$L_{cr} = 3,5m$$

$$\lambda_z = \frac{3500}{67,6} = 51,78$$

$$\lambda_1 = 93,93 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,93$$

$$\bar{\lambda} = \frac{51,78}{93,93} = 0,55$$

$$\alpha = 0,34$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,34(0,55 - 0,2) + 0,55^2] = 0,712$$

$$\chi = \frac{1}{0,712 + \sqrt{0,712^2 - 0,55^2}} = 0,861$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,861 \times 0,010980 \times 235000}{1,0} = 2221,06kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \Rightarrow \frac{1874}{2221,62} \leq 1,0 \text{ OK!}$$

- Do mesmo modo a condicionante para as diagonais em HEA 120 será a encurvadura:

$$A_{\text{secção}} = 0,00253m^2$$

$$f_y = 235000kPa$$

$$i_z = 30,2mm$$

$$L = 2,27m$$

$$L_{cr} = 0,8 \times 2,27 = 1,82m$$



$$\lambda_z = \frac{1820}{30,2} = 60,13$$

$$\lambda_1 = 93,93 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,93$$

$$\bar{\lambda} = \frac{60,13}{93,93} = 0,64$$

$$\alpha = 0,34$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,34(0,64 - 0,2) + 0,64^2] = 0,78$$

$$\chi = \frac{1}{0,78 + \sqrt{0,78^2 - 0,64^2}} = 0,82$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,82 \times 0,00253 \times 235000}{1,0} = 485,36 kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \Rightarrow \frac{479}{485,36} \leq 1,0 \text{ OK!}$$

- Para os montantes em HEA 100 o valor da resistência à encurvadura por flexão será:

$$A_{sec\tilde{c}ao} = 0,00212 m^2$$

$$f_y = 235000 kPa$$

$$i_z = 25,1 mm$$

$$L = 2m$$

$$L_{cr} = 0,8 \times 2 = 1,6m$$

$$\lambda_z = \frac{1600}{25,1} = 63,75$$

$$\lambda_1 = 93,93 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,93$$

$$\bar{\lambda} = \frac{63,75}{93,93} = 0,68$$

$$\alpha = 0,34$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,34(0,68 - 0,2) + 0,68^2] = 0,812$$

$$\chi = \frac{1}{0,812 + \sqrt{0,812^2 - 0,68^2}} = 0,796$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,796 \times 0,00212 \times 235000}{1.0} = 396,36 kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{44}{396,36} \leq 1.0 \text{ OK!}$$

- Em fase de betonagem o banzo inferior em HEA 180 reforçado está sujeito à tracção:

$$A_{secção} = 0,00909 m^2$$

$$f_y = 235000 kPa$$

$$N_{Rd} = 0,00909 \times 235000 = 2136,15 kN$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \Rightarrow \frac{1879}{2136,15} \leq 1.0 \text{ OK!}$$

## ANEXO B

### Exemplo do cálculo das ligações aparafusadas para a Asna1

#### B.1 Ligações aparafusadas para os módulos da Asna1 seguindo as expressões demonstradas em 4.3.7

- As ligações aparafusadas no banzo inferior das asnas em fase de betonagem estão sujeitas à tracção:

$$N_{Rd} = 0,00909 \times 235000 = 2136,15kN$$

$$n = 8 \text{ parafusos em cada ligação}$$

$$F_{t,Ed} = \frac{2136,15}{8} = 267,02kN$$

Parafusos M27 classe 8.8

$$A_s = 549mm^2$$

$$f_{ub} = 800MPa$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 800 \times 10^3 \times 549 \times 10^{-6}}{1,25} = 316,22kN$$

$$F_{t,Rd} \geq F_{t,Ed} \Rightarrow 316,22 \geq 267,02 \text{ OK!}$$

- Verificação ao corte das ligações aparafusadas do banzo superior em fase de betonagem:

$$V_{Rd} = 534kN$$

$$n = 8 \text{ parafusos na ligação}$$

$$F_{v,Ed} = \frac{534}{8} = 89kN$$

Parafusos M27 classe 8.8

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 10^3 \times 549 \times 10^{-6}}{1,25} = 210,82kN$$

$$F_{v,Rd} \geq F_{v,Ed} \Rightarrow 210,82 \geq 89 \text{ OK!}$$

## B.2 Determinação da espessura das chapas frontais nas ligações aparafusadas da Asna1, com as expressões de 4.3.7

Parafusos M27

$$d_1 = 23,319mm$$

$$d_2 = 25,051mm$$

$$d_m = \frac{23,319 + 25,051}{2} = 24,185$$

$$f_u = 360MPa$$

$$t_p = \frac{1,25 \times 267,02 \times 10^3}{0,6 \times \pi \times 24,185 \times 360} = 20mm$$

## ANEXO C

### Exemplo do cálculo das ligações soldadas para a Asna1

#### C.1 Ligações soldadas para os elementos da Asna1 com as expressões de 4.3.8

- Ligação soldada do banzo superior com as chapas frontais de ligação:

Aço S235

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$l_1 = 0,22 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,22 \text{ m}$$

$$N = 0,01098 \times 235000 = 2580,3 \text{ kN}$$

Arbitrando que  $a_2 = 0,01 \text{ m}$

$$a_1 \geq \frac{2580,3 \times 0,8 \times 1,25}{\sqrt{2} \times 360 \times 10^3 \times 0,22} - \frac{0,01 \times 0,22}{0,22} = 0,013 \text{ m}$$

- Ligação soldada do banzo inferior com as chapas frontais de ligação:

$$l_1 = 0,18 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,171 \text{ m}$$

$$N = 0,00909 \times 235000 = 2136,15 \text{ kN}$$

Arbitrando que  $a_2 = 0,01 \text{ m}$

$$a_1 \geq \frac{2136,15 \times 0,8 \times 1,25}{\sqrt{2} \times 360 \times 10^3 \times 0,18} - \frac{0,01 \times 0,171}{0,171} = 0,014 \text{ m}$$

- Ligação soldada dos montantes com os elementos dos banzos:

$$l_1 = 0,1 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,056 \text{ m}$$

$$N = 0,00156 \times 235000 = 366,6 \text{ kN}$$

Arbitrando que  $a_2 = 0,005 \text{ m}$

$$a_1 \geq \frac{366,6 \times 0,8 \times 1,25}{\sqrt{2} \times 360 \times 10^3 \times 0,1} - \frac{0,005 \times 0,056}{0,056} = 0,004m$$

- Ligação soldada das diagonais com os elementos dos banzos:

$$l_1 = 0,12m$$

$$l_2 = 0,074m$$

$$N = 0,00253 \times 235000 = 594,6kN$$

Arbitrando que  $a_2 = 0,005m$

$$a_1 \geq \frac{594,6 \times 0,8 \times 1,25}{\sqrt{2} \times 360 \times 10^3 \times 0,12} - \frac{0,005 \times 0,074}{0,074} = 0,007m$$

## C.2 Ligações soldadas para as chapas de reforço da Asna1 com as equações de 4.3.8

- Ligação soldada das chapas de reforço do banzo superior:

$$tw = 0,005m$$

$$h = 0,188m$$

$$A_{chapa} = 0,005 \times 0,188 = 0,00094m^2$$

$$N_{Rd} = 0,00094 \times 235000 = 220,9kN$$

$$a_1 \geq \frac{220,9 \times 0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}}{2 \times 360 \times 10^3} = 0,000531m$$

- Ligação soldada das chapas de reforço do banzo inferior:

$$tw = 0,015m$$

$$h = 0,152m$$

$$A_{chapa} = 0,015 \times 0,152 = 0,00228m^2$$

$$N_{Rd} = 0,00228 \times 235000 = 535,8kN$$

$$a_1 \geq \frac{534,8 \times 0,8 \times 1,25 \times \sqrt{3}}{2 \times 360 \times 10^3} = 0,0013m$$